

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zajištění stavební jámy východního portálu tunelu Prešov
Stabilization of the Excavation Pit of Eastern Portal of the Prešov Tunnel

Student:

Bc. Michal Steiner

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Ostrava 2019

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Michal Steiner**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T035 Geotechnika

Téma: **Zajištění stavební jámy východního portálu tunelu Prešov**
Stabilization of the Excavation Pit of Eastern Portal of the Prešov Tunnel

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Charakteristika řešeného problému, geologické a hydrogeologické podmínky lokality
3. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy s využitím numerického modelování
4. Variantní návrh zajištění stavební jámy s využitím modelového výpočtu
5. Porovnání současného a variantního návrhu stabilizace
6. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Aldorf, J.: *Mechanika podzemních konstrukcí*. VŠB-TU Ostrava: 1999. ISBN 80-7078-695-7.
2. Klepsatel, F. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vyd. Bratislava: Jaga group, 2003, 215 s. ISBN 80-889-0543-5.
3. Kolymbas, D., *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Berlin: Springer. ISBN 35-402-5196-0.
4. Szechy, J. *The Art of Tunelling*. Akademia Kiado Budapest. 1973.
5. Singh, B., Goel, R. *Tunnelling in Weak Rocks*. Elsevier 2006. ISBN: 978-0-08-044987-6.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2019

Datum odevzdání: 29.11.2019

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

Poděkování

Chtěl bych poděkovat doc. RNDr. Evě Hrubéšové, Ph.D. za vedení mé diplomové práce, cenné rady a odborný dohled. Děkuji také Ing. Lukáši Ďurišovi, Ph.D. za pomoc při modelování v softwaru Midas GTS NX a Ing. Petru Svobodovi ze společnosti Metrostav a.s. za poskytnutí potřebných materiálů.

Anotace

Diplomová práce se zabývá problematikou výstavby stavební jámy východního portálu tunelu Prešov. Na úvod je nastíněna situace ohledně výstavby dálnic na slovenském území. Dále se práce zabývá zájmovým územím a analyzuje současný stav tunelu Prešov a jeho východního portálu, jakožto předmětu diplomové práce, z hlediska inženýrskogeologického, hydrogeologického a technologického. Tyto stěžejní informace jsou využité pro tvorbu odpovídajícího 3D modelu stavební jámy v softwaru Midas GTS NX. Výsledek statické analýzy na tomto modelu je napětí-deformační stav stavební jámy a kotevních prvků a také celková stabilita území. Součástí diplomové práce je i vytvoření variantního návrhu modelu a porovnání s návrhem skutečným.

Klíčová slova: Stavební jáma. Portál tunelu. Stabilita svahu. Zemní kotvy. Metoda konečných prvků. Okrajové podmínky.

Annotation

The master thesis deals with the excavation pit construction of the tunnel eastern portal in Prešov. In the beginning, the situation regarding the construction of highways in Slovakia is outlined. Furthermore, the thesis describes the area of interest and analyses the current state of the Prešov tunnel and his eastern portal in terms of geological engineering, hydrogeology, and technology. This fundamental information is used for the 3D model design of the excavation pit in Midas GTS NX. The result of the static analysis is slope stability, the stress-strain state of the excavation pit and the stress-strain state of the ground reinforcement. The master thesis also includes the design of the variant model and the comparison with the current design.

Keywords: Excavation Pit. Tunnel Portal. Slope Stability. Ground Anchors. Finite Element Method. Boundary Conditions.

Obsah diplomové práce:

Seznam použitého značení.....	10
1. Úvod	13
2. Dálniční síť na Slovensku.....	15
2.1 Dálnice D1.....	15
2.2 Úsek dálnice Prešov západ – Prešov jih.....	16
3. Charakteristika řešeného problému	17
3.1 Tunel Prešov.....	17
3.1.1 Geologické poměry lokality.....	18
3.1.2 Hydrogeologické poměry lokality	19
3.1.3 Technické řešení	19
3.2 Východní portál tunelu Prešov	22
3.2.1 Geologické poměry lokality.....	22
3.2.2 Hydrogeologické poměry lokality	25
3.2.3 Technické řešení	26
3.2.4 Konečná podoba.....	32
3.2.5 Monitoring	33
4. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy s využitím numerického modelování	35
4.1 Použitý software.....	35
4.2 Rozsah modelu	35
4.3 Modelování povrchu a geologických vrstev	36
4.4 Tvorba objemových prvků	38
4.5 Tvorba sítě konečných prvků	40
4.6 Materiálové modely a geotechnické parametry.....	41
4.6.1 Lineárně elastický model	41
4.6.2 Mohr-Coulombův model	42

4.6.3	Geotechnické parametry	44
4.7	Stříkaný beton	45
4.8	Zemní hřebíky	46
4.9	Zemní kotvy	48
4.10	Okrajové podmínky a vlastní tíha	50
4.11	Podzemní voda	51
4.12	Nastavení výpočtu	52
4.12.1	Analýza konstrukčních fází.....	53
4.12.2	Analýza stability svahu	54
4.13	Vyhodnocení výsledků	55
4.13.1	Deformace v horninovém tělese	56
4.13.2	Svislé a smykové napětí v horninovém tělese	58
4.13.3	Napětí ve stříkaném betonu	59
4.13.4	Vnitřní síly v kotevních prvcích	61
4.13.5	Stabilita portálu	63
5.	Variantní návrh zajištění stavební jámy s využitím modelového výpočtu	66
5.1	Změny oproti původnímu návrhu.....	66
5.1.1	Stříkaný beton	66
5.1.2	Zemní hřebíky	67
5.1.3	Zemní kotvy	68
5.1.4	Konstrukční fáze	69
5.2	Vyhodnocení výsledků	69
5.2.1	Deformace v horninovém tělese	69
5.2.2	Svislé a smykové napětí v horninovém tělese	71
5.2.3	Napětí ve stříkaném betonu	71
5.2.4	Vnitřní síly v kotevních prvcích	73
5.2.5	Stabilita portálu	75

6.	Porovnání současného a variantního návrhu stabilizace konstrukce	77
7.	Závěr	79
8.	Seznam použité literatury	82
9.	Seznam tabulek	87
10.	Seznam obrázků	88
11.	Seznam vzorců	90
12.	Přílohy	91

Seznam použitého značení

<i>1D</i>	jednorozměrný
<i>2D</i>	dvojrozměrný
<i>3D</i>	trojrozměrný
<i>DN</i>	jmenovitý průměr
<i>DSP</i>	dokumentace pro stavební povolení
<i>DVP</i>	dokumentace pro vykonání prací
<i>E</i>	modul pružnosti [MPa]
<i>E_{def}</i>	modul přetvárnosti [MPa]
<i>E_{ur}</i>	modul pružnosti při odlehčení [MPa]
<i>FS</i>	stupeň stability [-]
<i>GF</i>	geofyzikální
<i>GPa</i>	gigapascal
<i>HG</i>	hydrogeologický
<i>Ic</i>	jílovec
<i>IG</i>	inženýrskogeologický
<i>INK</i>	inklinometrický
<i>JTT</i>	jižní tunelovací trouba
<i>Kč</i>	koruna česká
<i>MPa</i>	megapascal
<i>NRTM</i>	nová rakouská tunelovací metoda
<i>P₀</i>	zaručená síla kotvy [kN]
<i>P_{0,1k}</i>	zatížení na mezi kluzu kotvy [kN]
<i>P_a</i>	předtížení kotvy [kN]
<i>P_c</i>	pískovec
<i>P_p</i>	zkušební síla kotvy [kN]
<i>P_{tk}</i>	zatížení na mezi pevnosti kotvy [kN]
<i>SAM</i>	Stress Analysis Method
<i>SO</i>	stavební objekt
<i>SRM</i>	Strength Reduction Method
<i>STN</i>	slovenská technická norma
<i>STT</i>	severní tunelovací trouba
<i>SV</i>	severovýchod

<i>%</i>	procento
<i>°</i>	stupeň
<i>a. s.</i>	akciová společnost
<i>c</i>	soudržnost [kPa]
<i>cca</i>	přibližně
<i>cm</i>	centimetr
<i>dl.</i>	délka
<i>k_f</i>	koeficient filtrace [m/s]
<i>kg.m⁻³</i>	kilogram na centimetr krychlový
<i>km</i>	kilometr
<i>km/h</i>	kilometr za hodinu
<i>kN</i>	kilonewton
<i>kN/m⁻³</i>	kilonewton na metr krychlový
<i>kPa</i>	kilopascal
<i>ks</i>	kus
<i>m</i>	metr
<i>m n. m.</i>	metry nad mořem
<i>m p. t.</i>	metry pod terénem
<i>m/s</i>	metr za sekundu
<i>m²</i>	metr čtverečný
<i>max.</i>	maximálně
<i>min.</i>	minimálně
<i>mm</i>	milimetr
<i>mm²</i>	milimetr čtverečný
<i>n</i>	pórovitost [-]
<i>obr.</i>	obrázek
<i>popř.</i>	popřípadě
<i>resp.</i>	respektive
<i>s. r. o.</i>	společnost s ručením omezeným
<i>tab.</i>	tabulka
<i>tj.</i>	to je
<i>tl.</i>	tloušťka
<i>tzn.</i>	to znamená
<i>tzv.</i>	takzvaný

γ	objemová tíha [kN/m ³]
ν	Poissonovo číslo [-]
ρ	objemová hmotnost přirozeně vlhké zeminy [kg/m ³]
ρ_d	objemová hmotnost vysušené zeminy [kg/m ³]
ρ_{sat}	objemová hmotnost saturevané zeminy [kg/m ³]
ρ_w	objemová hmotnost vody [kg/m ³]
σ	normálové napětí [kPa]
τ	smyková pevnost [kPa]
ϕ	průměr [m]
φ	úhel vnitřního tření [°]
ψ	úhel dilatance [°]

1. Úvod

Za výstavbou tunelu se skrývá mnohem více, než si člověk dokáže představit. Jedná se o mimořádnou podzemní stavbu, kterou lidé využívají pro překonání horských masivů, vodních ploch či jako součást sítě veřejné dopravy pod městskou zástavbou. Tunely mohou sloužit jak pro účely pěší, silniční a železniční dopravy, tak i pro přepravu materiálu či vody. Tyto stavby navíc zajišťují přímé trasování komunikace, chrání obyvatelstvo před nadměrným hlukem, nenarušují krajinný ráz a nepředstavují hrozbu pro oblasti výskytu ohrožených druhů živočichů a rostlin [1].

Na druhou stranu tunely patří k nejnákladnějším stavbám vůbec a proces výstavby je nesmírně náročný. Základem všeho je kvalitní inženýrskogeologický průzkum, který má za cíl získat a co nejpresněji vyhodnotit informace o zájmové části geologického prostředí. Od získaných výsledků se dále odvíjí návrh vhodné tunelovací metody, technologie a použitého materiálu [2].

Vůbec nejnáročnější části výstavby silničních a dálničních tunelů jsou portálové úseky – místa přechodu mezi povrchovou a podzemní konstrukcí. Tyto oblasti jsou mnohdy nestabilní, tvořené zeminou, resp. horninou s nízkými mechanickými vlastnostmi a ovlivněné smykovými plochami [3]. Nicméně je nezbytné tuto zeminu odtěžit a zajistit tím prostor využívaný jako staveniště a technologické zázemí pro ražbu tunelu. Pro snížení množství odtěženého materiálu a tím i minimalizování ekonomických nákladů je třeba realizovat zářezy za hranicí stability. Tu je možno zvýšit modifikacemi v geometrii svahu (lavičky), pomocí geomříží a geosítí. Dalším řešením je odvodnění, sanace zeminového tělesa tryskovou injektáží nebo aplikace stříkaného betonu, zemních hřebíků a kotev [4].

V současné době investoři a dodavatelé vyžadují po projektantech vizuální představu řešeného projektu v podobě 3D modelu [5]. Nicméně s neustálým zlepšováním informačních technologií jsou počítače dnešní generace schopny tento požadavek splnit za pomoci specializovaných softwarů. Ty jsou využívány i v oblasti geotechnického inženýrství. Nejedná se pouze o vizualizaci dané konstrukce, ale softwary jsou schopny na základě vytvořeného modelu provést nespočet výpočtů vedoucích k posouzení konstrukce z hlediska mezních stavů. Úkolem projektanta je v podstatě na základě dat získaných

inženýrskogeologickým průzkumem simulovat geologické prostředí, vhodně zasadit navrženou geotechnickou stavbu a správně interpretovat výsledky výpočtů.

Cílem diplomové práce je za pomoci softwaru numerického modelování řešit tak problematickou geotechnickou stavbu, jako je portálová oblast tunelu. Konkrétní stavbou, kterou se bude diplomová práce zabírat, je východní portál tunelu Prešov situovaný na úseku dálnice D1 Prešov západ – Prešov jih. Hlavní úlohou je vymodelovat stavební jámu v souladu s výsledky inženýrskogeologického průzkumu a výkresové dokumentace a analyzovat její stabilitní stav metodou konečných prvků. Vhodným softwarem pro tyto účely se jeví Midas GTX NX. Součástí práce je také vytvořit variantní návrh pro zajištění stability stavební jámy a porovnat jej se současným stavem.

2. Dálniční síť na Slovensku

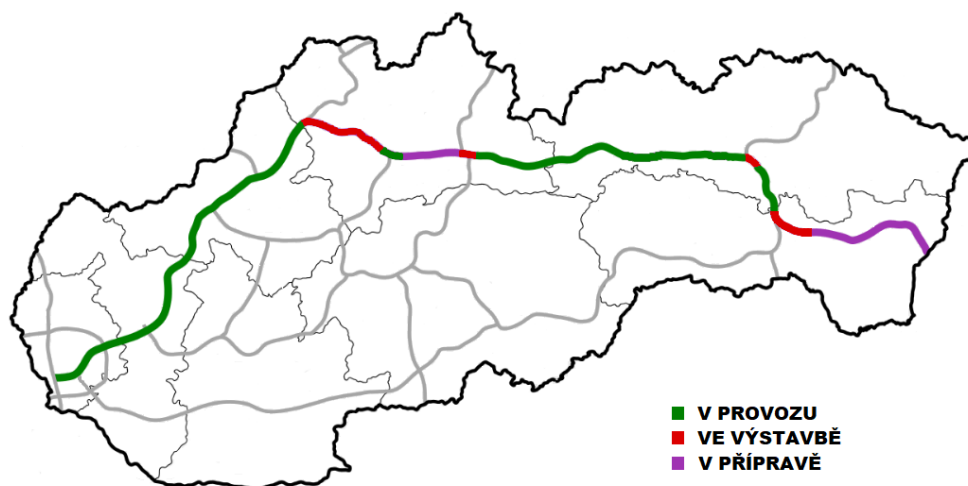
Historie výstavby slovenské dálniční sítě sahá až do období meziválečného Československa. První návrhy se objevily už v roce 1935 a zahrnovaly projekty se snahou o propojení Plzně a Košic, popř. Podkarpatské Rusi. Vlivem 2. světové války a následné krize výstavba dálnic dlouho vázla. V roce 1966 bylo přijato rozhodnutí o obnovení stavby dálnic v Československu a započaly se první stavební práce. Historicky první úsek na území dnešního Slovenska mezi Bratislavou a Malackami byl otevřen v roce 1974. Po roce 1989 výstavba nových dálnic stagnovala kvůli problémům s vykupováním pozemků pod plánovanými úseky [6]. Dne 9. 6. 1998 byla vládou Slovenské republiky definována platná dálniční síť v celkové délce 820 km. Ve dne 21. 2. 2001 byla tato síť upravena novým projektem, který upustil od dálnice D65 a definoval rozsah dálniční sítě Slovenska na dálniční tahy D1, D2, D3 a D4 v celkové délce 659 km [7].

2.1 Dálnice D1

Hlavní dopravní tepnou Slovenska je dálnice D1, nejstarší a nejdelší na území daného státu, která má za cíl propojit Bratislavu a slovensko-ukrajinskou hranici. Součástí dálnice bude i nový hraniční přechod v blízkosti současného přechodu Vyšné Nemecké – Užhorod [8].

Nultý kilometr dálnice se nachází v Bratislavě, odkud trasa pokračuje přes Trnavu, Trenčín, Žilinu, Martin, Poprad, Prešov, Košice, Michalovice a po 512 km končí právě na slovensko-ukrajinské hranici nedaleko obce Záhor [8].

Dálnice je ve výstavbě od roku 1972 a hrubý odhad pro dokončení celé trasy je přes různé odklady stanoven na rok 2030. V současnosti je v provozu 362,1 km, ve výstavbě 62,2 km a v přípravě 87,7 km, viz obr. 1 [8].



Obr. 1 Dálnice D1 na Slovensku [8]

2.2 Úsek dálnice Prešov západ – Prešov jih

Součástí procesu výstavby dálnice D1 je úsek Prešov západ – Prešov jih. Vlivem realizace obchvatu tohoto krajského města z jihozápadní strany dojde k odvedení tranzitní dopravy mimo městské komunikace, poskytnutí vyššího dopravního komfortu uživatelům dálnice a zkrácení doby cestování o cca 20 minut. Jedním z dalších důvodů je také zvýšení bezpečnosti obyvatelům města a zlepšení životního prostředí [9].

Výběrové řízení na zhotovitele stavby vyhrálo Konsorcium Združenie D1 Prešov, pod které spadají společnosti Eurovia CS, Metrostav, Eurovia SK, Metrostav Slovakia a slovenská dopravní společnost Doprastav, které předložilo nabídku s nejnižší cenou 356,35 milionu eur (9,6 miliardy Kč) [10].

Zmíněný úsek plynule navazuje na již existující úsek dálnice Svinia–Prešov v křižovatce Vydumanec. Trasa dálnice pokračuje po povrchu sérií mostních objektů, zářezů a násypů a v oblasti mezi ulicí Za Kalváriou a jižním svahem kopce Malkovská hôrka prochází dvoutubusovým tunelem Prešov. Z východního portálu tunelu je trasa vedená průmyslovým parkem Haniska–Záturecká a končí se na mimoúrovňové křižovatce Petrovany, kde se napojuje na dálniční spojení Prešov–Košice. Celková délka úseku je 7870 m, z toho 2244 m je vedeno v podzemí tunelem Prešov [11].

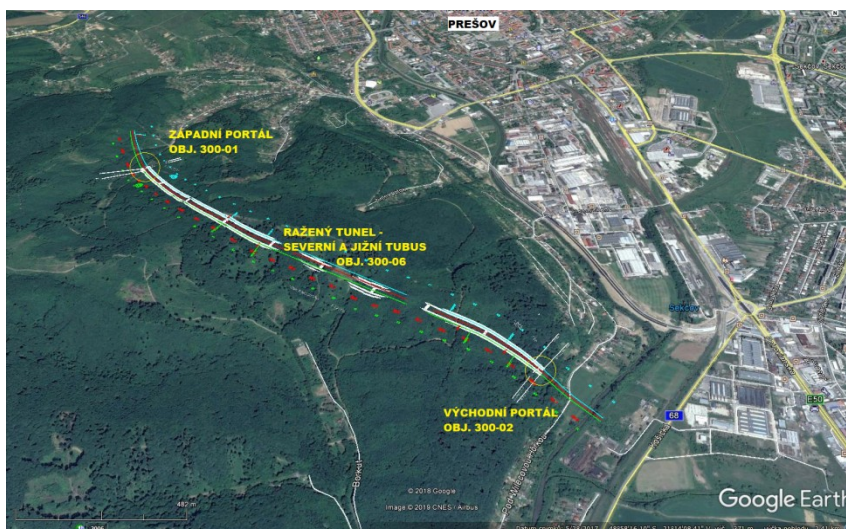
3. Charakteristika řešeného problému

Tato kapitola sumarizuje veškeré informace získané z technické dokumentace společností podílejících se na inženýrskogeologickém průzkumu, projektování a monitorování tunelu Prešov a jeho východního portálu, které jsou pro další kapitoly nezbytné.

3.1 Tunel Prešov

Projektovaný tunel Prešov se nachází ve staničení 100,348–102,620 km navrhovaného úseku D1, kde je západní portál situován do údolí poblíž ulice Za Kalváriou a východní portál v údolí řeky Torysa [12]. Směr trasy připomíná tvar prodlouženého písmena S, který umožňuje vhodné situování portálů ve vztahu k morfologii terénu a také vhodné světelné poměry při opuštění tunelu vozidly [34].

Smlouvu o dílo podepsalo Združenie D1 Prešov 6. 4. 2017 [10] a slavnostní zahájení stavby se uskutečnilo 30. 5. 2017 [13].



Obr. 2 Tunel Prešov (upraveno) [38]

Tunel tvoří dva paralelní tubusy, přičemž délka severního tubusu je 2230,5 m, z toho 2165,5 m tvoří ražená část. Délka jižního tubusu je 2244 m, z toho 2185 m je ražená. Vzájemná osová vzdálenost obou tubusů se pohybuje od 30 m (v místě portálů) do 40 m (v střední části tunelu). Trasa stoupá v konstantním spádu 2,8 % od východního portálu směrem k západnímu [13, 34].

Jednotlivé tubusy jsou propojeny osmi příčnými propojeními, z toho dvě propojení jsou projektována v místě nouzových zálivů o délce 52 m a budou sloužit pro průjezd obslužných a záchranných vozidel. Zbýlých šest propojení je přechodných a jsou určená pro umístění místnosti technologického vybavení tunelu a místnosti na redukci tlaku požárního vodovodu [34].

Příčný profil tunelu je řazen dle STN 73 7507 do kategorie 2T-7,5/100. Každá tunelová trouba je jednosměrná, s dvěma jízdními pruhy v celkové šířce 7,5 m a s chodníky šířky 1 m umístěných po obou stranách vozovky. Průjezdna výška je 4,8 m a světlá výška nad chodníky 2,2 m. Návrhová rychlost je 100 km/h [15, 34].

3.1.1 Geologické poměry lokality

V období mezi srpnem 2012 a lednem 2013 společnost Geofos s. r. o. Žilina provedla podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum území v trase dálnice D1 Prešov Západ – Prešov Jih, jehož součástí je i tunel Prešov. Nově budovaný úsek je okrajově součástí geomorfologické oblasti Podhôrno-magurské, celku Šarišskej vrchoviny a od toku řeky Torysy je součástí oblasti Lučenecko-košické sníženiny, celku Košické kotliny [12].

Na geologické stavbě území projektovaného tunelu se podílejí flyšové paleogenní komplexy zubereckého souvrství s charakteristickým střídáním jílovco-pískovcových vrstev překryté kvartérním deluviem, resp. sesuvným deluviem s blokovými deformacemi v oblasti východního portálu. Souvrství paleogenních hornin je ukloněné k SV, kde se velikost sklonu ploch vrstevnatosti pohybuje v rozsahu 10–35 °. Značnou heterogenitu prostředí způsobují souvrství s různým zastoupením jílovců a pískovců, která se vlivem vertikálních a horizontálních pohybů podél zlomů v horninovém masivu dostala do úrovně nivelety tunelu. V ose severní a jižní portálové trouby byly vypracované inženýrskogeologické řezy a dle Bienawského klasifikace (1989) vyčleněny kvazihomogenní bloky – v severním tubusu 27 bloků a v jižním tubusu 25 bloků [12].

3.1.2 Hydrogeologické poměry lokality

Vzhledem ke skutečnosti, že v koridoru tunelu nebyly zabudované monitorovací vrty, nebylo možné sledovat úroveň hladiny podzemní vody v tunelu. Získání informací o podzemní vodě bylo vyloučeno i v případě tunelových vrtů T-1 až T-11, které byly realizované technologií s výplachem [18].

Hydrogeologická rozvodnice probíhající kótou 481 m n. m. dělí masiv Malkovskej hôrky na oblast tvořenou flyšovým souvrstvím, která je odvodňovaná povrchovým odtokem srážkových vod do potoku Vydumenac a dalších bezejmenných přítoků Malkovského potoka, a oblast tvořenou pískovci, která je odvodňována potokem Chujava [18].

Kromě odvodňování podzemních vod Malkovskej hôrky povrchovým odtokem, dochází v této oblasti i k přestupu srážkových vod do zvětralého horninového pláště a vlivem hydraulického gradientu i do nižších úrovní formou puklinových pramenů [18].

Flyšoidní souvrství, v kterém byl ražen tunel Prešov, představuje málo zvodněné a velmi nízko propustné prostředí převážně s puklinovou propustností. Tato propustnost není jen odrazem litologického charakteru, ale dosahuje vyšších hodnot při povrchu a s hloubkou klesá. Podzemní voda je také vázaná na pukliny zvětrání a připovrchového rozvolnění hornin [18].

Během realizace vrtů byla zjištěná částečná nebo dokonce úplná ztráta výplachu, proto se dá předpokládat, že propustnost hornin v důsledku tektonického porušení masivu může být lokálně i vyšší. Tyto ztráty výplachu měly podstatný vliv na hodnocení hydraulických vlastností masivu jako celku [18].

3.1.3 Technické řešení

Při výstavbě tunelu je využíváno Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), která je charakteristická přizpůsobením razících a vystrojovacích prací aktuálně zastihnutým geologickým a hydrogeologickým podmínkám [34]. Razící práce probíhaly současně na čtyřech čelbách. Z východního portálu se začalo razit dovrchně 1. 8. 2018 v severním

tubusu a 23. 8. 2018 v jižním tubusu. Ze západního portálu se začalo razit úpadně dne 1. 8. 2018 v jižním tubusu a dne 15. 8. 2018 v severním tubusu. Výrub je na všech čelbách členěný horizontálně na kalotu, stupeň a dno, v nepříznivé geologii na spodní klenbu. V tunelu bylo využíváno jak mechanického rozpojování, tak i rozpojování trhacími pracemi [34].

V horninovém masivu tunelu bylo celkově vyčleněno šest typů geotechnických úseků. Při rozčlenění bylo zohledněno zastoupení předpokládaných inženýrskogeologických a geotechnických typů s určitými geotechnickými vlastnostmi [12]. Dále dle principu NRTM a na základě zvolených geotechnických typů bylo projekčně připraveno šest vystrojovacích tříd – třída 3, 4, 5A, 5B, 6 a 7 [34].

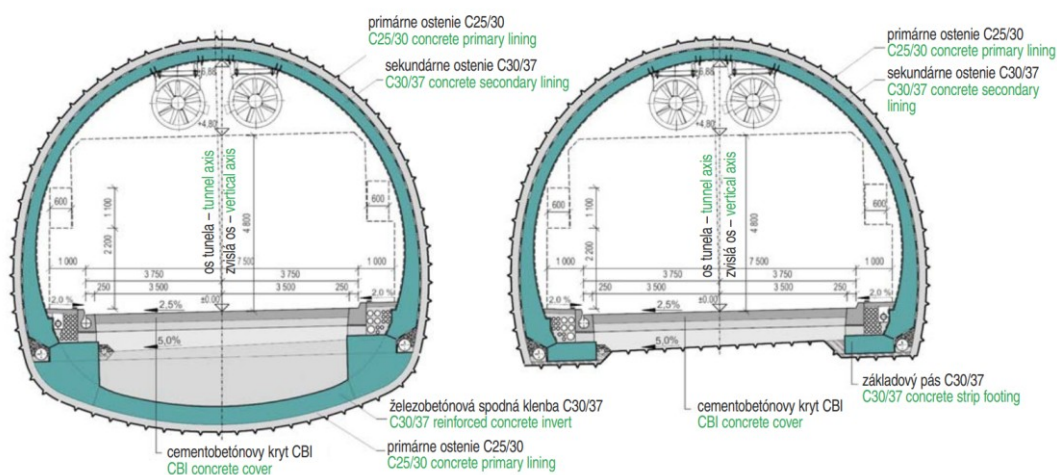
Portálové oblasti jsou tvořeny špatnou geologií, proto byly počáteční úseky tunelu realizovány ve vystrojovací třídě 7. Charakterizovalo ji předstihové zajištění čelby seskupením 45 ks mikropilot délky 15 m s \varnothing 89 mm kopírujícím obrys tunelu. Toto seskupení se nazývá mikropilotový deštník a slouží jako ochrana výrubu před propadem nadloží. Maximální délka zabírky v kalotě byla 1 m. Výrub se zabezpečoval kombinací stříkaného betonu C25/30 tloušťky 250 mm vyztuženého ocelovými sítěmi a ocelových příhradových nosníků. Čelba byla kotvená IBO kotvami délky 9 m a \varnothing 32 mm. Tento typ kotev je zcela obalen cementovým kamenem a postrádá tak volnou délku jako klasické zeminové kotvy [29]. Za čelbou byl vyražen stupeň a následně se celý výrub uzavřel protiklenbou ze stříkaného betonu [34].

Po překonání počátečních úseků bylo možné v západním portálu přejít do vystrojovací třídy 6 a vzhledem k lepším geologickým podmínkám ve východním portálu ihned do třídy 5. Vystrojovací třída 6 se vyznačovala mechanickým rozpojováním na délku záběru 1,3 m a jehlováním obvodu kaloty pomocí ocelových jehel délky 4 m a \varnothing 25 mm. Výrub se zabezpečoval stříkaným betonem C25/30 tloušťky 300 mm vyztuženým dvojicí ocelových sítí a příhradovými ocelovými nosníky. Čelba byla zajištěna radiálními lepenými SN kotvami délky 4 až 6 m. Vystrojovací třída 5 přinesla změnu v technologii ražení. Výrub se také s předstihem zabezpečoval ocelovými jehlami, ale následně byl rozpojován trhacími pracemi na maximální délku záběru 1,7 m. Zajištění výrubu se provádělo stříkaným betonem C25/30 tloušťky 250 mm aplikovaného na dvojici ocelových sítí a ocelovými příhradovými nosníky. Čelba se kotvila radiálně lepenými SN kotvami [34].

Pracovní cykly probíhaly nepřetržitě s výjimkou trhacích prací, které byly zakázány mezi 22:00 a 7:00. Navzdory tomu, razící a vystrojovací práce probíhaly v pravidelném rytmu, což se projevilo i na rychlosti postupu. Severní tunelová trouba byla slavnostně proražena 13. 6. 2019, jižní tunelová trouba o pět dní později, čímž se zkrátil čas oproti plánovanému harmonogramu o tři měsíce. Zhruba s týdenním odstupem byly obě tunelové trouby proražené i na úrovni stupně [34].

Dále bylo raženo i dno do klenbového tvaru a postupně se po bocích vyplňovalo betonem třídy C16/20. Dno se realizovalo na několika pracovištích a bylo nutné zachovat průjezdnost tunelů z východního na západní portál [34].

Realizace dna znamenala počátek prací na definitivním ostění (obr. 3), konkrétně betonáží základových pásů tvořených armovaným betonem třídy C30/37 [34].



Obr. 3 Příčné řezy tunelových trub [14]

Ochranu tunelu před podzemní vodou tvoří drenážní potrubí, drenážní šachty situované v místě výklenků a hydroizolace pokrývající líc primárního ostění. Celý systém utváří tzv. deštník. Během výstavby se však zjistilo, že přítoky podzemní vody jsou oproti předpokladům na úrovni 20 %. Proto se upustilo od středové kanalizace DN 400 a snížil se průměr bočních drenáží z DN 300 na DN 250 [34].

Po dokončení hydroizolace včetně kontrolních tlakových zkoušek byla klenba připravená na ukládání armatury. Sekundární ostění je v úseku s nízkým nadložím, v místě geologických poruch a neustálých deformací výrubu při ražbě (úsek cca 600 m), tvořeno betonem třídy

C30/37, XF4, XC3. V následujících úsecích je navrženo z třídy C30/37, XF4, XC3. Ostění je instalováno v blocích délky 12 m a tloušťky 250 a 300 mm v standardním průřezu. Pro vystrojovací třídy 5A a 5B je navržena monolitická spodní klenba z prostého betonu, pro ostatní třídy spodní klenba vyztužená [14, 34].

3.2 Východní portál tunelu Prešov

Veškeré informace o technickém řešení východního portálu tunelu se opírají o výkresové dokumentace a technickou zprávu pro stavební povolení (DSP) projektované Sdružením D1 Prešov západ – Prešov Jih z roku 2013 a také o výkresové dokumentace pro vykonání prací (DVP) doplněné společností DPP Žilina s. r. o. Informace o geologii a hydrogeologii jsou čerpány ze závěrečné zprávy podrobného inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu pro stupeň projektové dokumentace DSP a DP zhotovené společností Geofos s. r. o. v roce 2013.

Za účelem zřízení staveniště pro ražbu severní a jižní tunelové trouby (SO 300-06) byly zahájeny v říjnu roku 2017 stavební práce na východním portálu tunelu Prešov (SO 300-02) [34]. Hrubými terénními úpravami a stabilizačními opatřeními byla realizována vyztužená stavební jáma, z které mohla dále probíhat ražba tunelu. Po dokončení prací na ražených částech tunelu budou v otevřené stavební jámě vybudovány úseky hloubené (SO 300-05). Součástí výstavby východní portálu je také stavební objekt technologické centrály (SO 300-04).

Po vybudování hloubených úseků a technologické centrály budou tyto objekty zasypány. V rámci definitivních úprav stavební jámy bude portál uzavřen gabionovou zdí a proveden obklad boční stěny [17].

3.2.1 Geologické poměry lokality

Zájmové území východního portálu severní a jižní tunelové trouby se nachází na svahu SV směrem od údolí řeky Torysy. Jedná se o sesuvné území vzniklé erozní činností přiléhající řeky a je charakterizováno výraznými odlučnými hranami o výšce až 10 m. Ke svahovým deformacím docházelo v geologickém období, kdy svah představoval nárazový břeh a

formoval se do frontálního tvaru, tzn., kdy šířka převažovala nad délkou. Sesuvný charakter svahu zapříčinilo také podřezávání plastických jílovců ve spodní části, čímž docházelo k pohybu pískovců v horní části. Hloubky smykových ploch se liší v celém profilu. Smykové plochy při povrchu prochází deluviálními sedimenty, hlubší smykové plochy se vyvinuly ve zvětralých jílovcích s jílovitým charakterem. Z výsledků stabilitních výpočtů a měření horizontálních deformací v inklinometrických vrtech vyplývá, že sesuvné území je v současnosti stabilizované [18].



Obr. 4 Sesuvné území východního portálu (upraveno) [38]

Inženýrskogeologický průzkum sesuvného území východního portálu byl realizován za pomoci průzkumných vrtů M-40, M-41, M-42, P-67, MP-35, MP-36, monitorovacích vrtů INK/WL-5 až INK/WL-7, hydrogeologických HG/WL-6 až HG/WL-7, horizontálním vrtem H-1 délky 150 m, geofyzikálním profilem GF6 a archivními geologickými díly V-46, V-47, V-48, V-48INK, V-48P [18].

Geologická stavba východního portálu je ve svrchní vrstvě charakterizována kvartérními horninami a tvoří tzv. sesuvné deluvium. To bylo ověřené všemi realizovanými vrtů (INK/WL-5 až 7, HG/WL-6 až 7, H-1, P-67, M-40, M-41). Při ústí vrtů jsou horniny zastoupeny jílem písčitým (F4/CS) a jílem se střední a vysokou plasticitou (F6/CI, F8/CH), tuhé až pevné konzistence. Veškeré horniny byly zatříděny dle STN 73 1001. Mocnost deluviálních jílů je v rozsahu 4,2–8,3 m. Pod touto vrstvou je typický výskyt deluviálních sutí kamenito-jílovitých (F2/CG) až jílovco-kamenitých (G5/GC) o celkové mocnosti 0,8 m až 4,6 m. Součástí sesuvného deluvia jsou také deformované bloky paleogenních hornin, tvořené

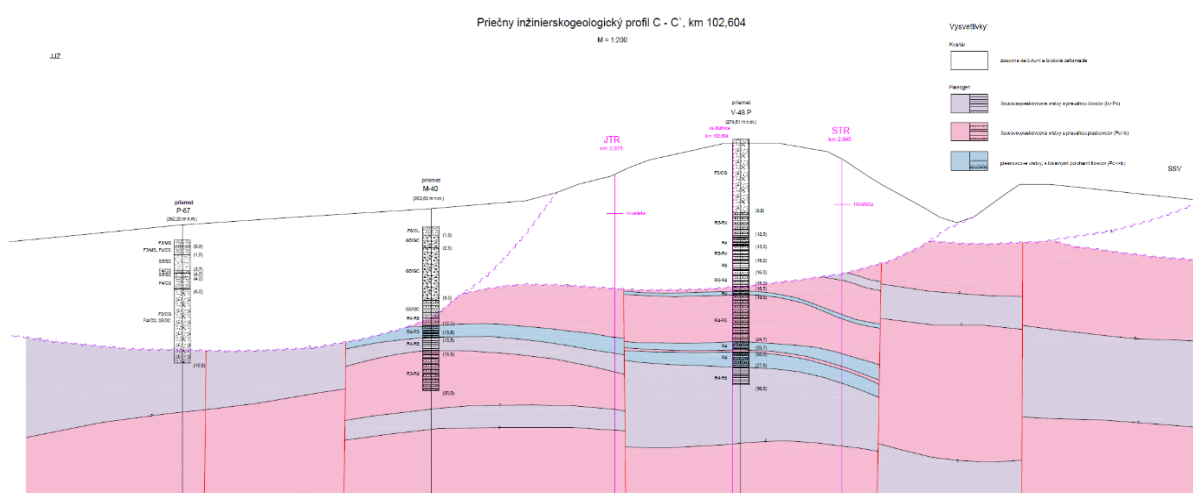
obvykle zvětřalým pískovcem střední až nízké pevnosti (R3-R4) či silně zvětřalými a porušenými jílovci. Mocnost sesunutých bloků se pohybuje od 1 m do 10 m [18].

Podloží, které bylo zastihnuté pouze v spodní části výkopu v blízkosti portálové stěny, je tvořené paleogenními jílovco-pískovcovými vrstvami s převahou jílovců ($I_c > P_c$), s převahou pískovců ($P_c > I_c$) a samostatnými polohami pískovcových vrstev [18].

Pro jílovco-pískovcové vrstvy je charakteristické rytmické střídání laminovaných až tenko vrstevnatých poloh (20–200 mm) pískovců a jílovců v poměru $P_c:I_c=2:1$. Horniny středně až silně zvětřalé mají nízkou až střední pevnost (R3-R4), ojediněle intenzivně zvětřalé a porušené horniny dosahují nízké až velmi nízké pevnosti (R4-R5) [18].

Polohy pískovcových vrstev dosahují mocnosti 20–200 cm a jsou středně zvětřalé. Horniny jsou převážně jemnozrnné nebo střednězrnné, lokálně hrubozrnné. Pevnost pískovců je střední až nízká (R3-R4), u hornin minimálně ovlivněných zvětřáním může být pevnost střední až vysoká (R3-R2). Pískovce obvykle obsahují tenké polohy jílovců (10 cm) [18].

Inženýrskogeologická stavba sesuvného území východního portálu je znázorněna v podélných řezech obou tunelových trub a v příčném řezu C-C' (obr. 5).



Obr. 5 Příčný inženýrskogeologický řez C-C' [39]

3.2.2 Hydrogeologické poměry lokality

Pro potřeby monitoringu režimu a úrovně hladiny podzemních vod v oblasti východního portálu byly v roce 2008 v etapě orientačního průzkumu vybudovány vrty V-46 a V-48P. Na přelomu roku 2012/2013 v etapě podrobného průzkumu byly vybudovány hydrogeologické vrty HG/WL-6, HG/WL-7 [18]. Výsledky průzkumu pro ustálené hladiny podzemní vody jsou znázorněny v tab. 1.

Tab. 1 Naměřené hladiny podzemních vod [18]

Datum měření	HG/WL-6 [m p.t.]	HG/WL-7 [m p.t.]	V-46 [m p.t.]	V-48P [m p.t.]
7. 11. 2008	-	-	25,80	23,23
18. 11. 2008	-	-	26,18	23,33
4. 12. 2008	-	-	26,20	23,15
9. 10. 2012	18,22	24,87	27,07	-
22. 11. 2012	19,16	24,85	25,12	-
12. 12. 2012	19,36	-	-	-
13. 3. 2013	18,76	23,48	25,50	21,28
min	18,22	23,48	25,12	21,28
max	19,36	24,87	27,07	23,33
rozkyv	1,14	1,39	1,95	2,05

Ze získaných výsledků je patrné, že v období mezi 10/2012 a 3/2012 bylo znatelné mírné kolísání hladin podzemní vody ve všech realizovaných vrtech (max. 2,05 m). Nejnížší úroveň dosahovala hladina podzemní vody v zimních měsících, její nárůst je však znatelný při jarní oblevě. To neplatí pro vrt V-46, kde k výraznějšímu vzestupu hladiny nedocházelo [18].

Hydrogeologický průzkum probíhal v období minima srážek a dlouhodobě suchého počasí, což mělo v kombinaci s propustným podložím tvořeného především zvětralými pískovci za následek, že hladina podzemní vody dosahovala nízké úrovně a nedocházelo k jejímu výraznému kolísání. Při vrtání docházelo k časté ztrátě výplachu a většina vrtů byla suchá [18].

Dá se očekávat, že k vzestupu hladin podzemních vod může dojít při vydatných srážkách, které by mohly aktivovat sesuvy na smykových plochách. Přesnějších výsledků je možno dosáhnout až dlouhodobějším měřením hladin podzemní vody před i během výstavby úseku dálnice porovnaných se srážkovými daty Slovenského hydrometeorologického ústavu [18].

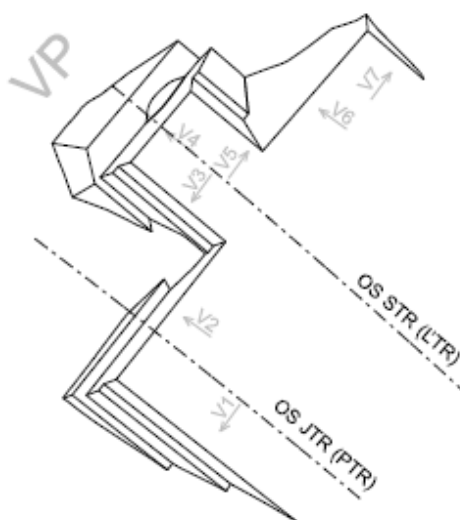
Vhodné by bylo odebrat vzorky podzemní vody pro určení její agresivity, což nebylo součástí etapy podrobného průzkumu [18].

3.2.3 Technické řešení

V oblasti východního portálu ústí na povrch ražené úseky obou tubusů tunelu Prešov. Hloubená část tunelu délky 41 m bude napojena ve staničení 2,804 000 km na raženou severní tunelovací troubu (dále jen STT). Paralelně s ní bude vybudovaný cca 22 m dlouhý hloubený úsek navázaný na jižní tunelovací troubu (dále jen JTT) ve staničení 2,845 000 km [17].

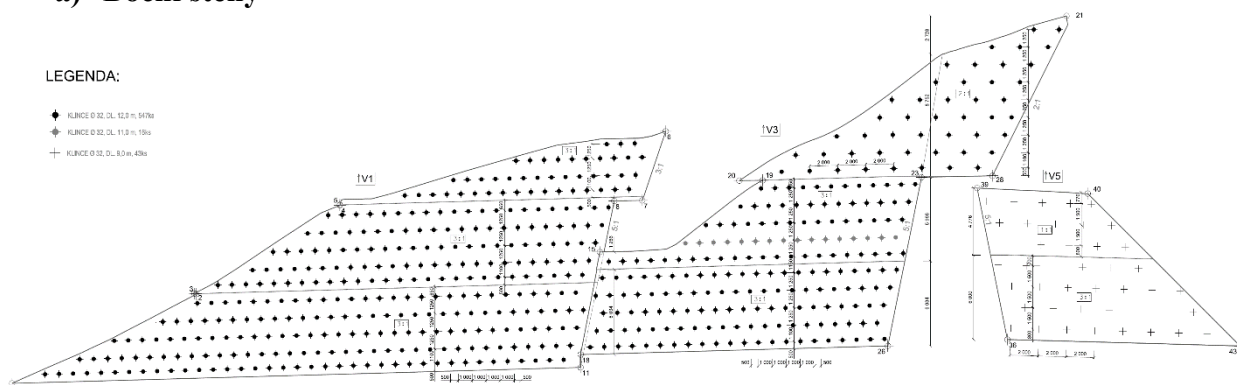
Tvar stavební jámy je s ohledem na morfologii území navržen se vzájemným posunem tunelových trub v čele, tzn. čelní stěna je zalomená a tvoří ji tři části (V2, V4, V6). Dále je objekt rozdělený čtyřmi bočními stěnami (V1, V3, V5, V7). Půdorysné schéma s označením jednotlivých stěn je zobrazeno na obr. 6 [17].

Stavební jáma byla realizována postupným hloubením zářezů na niveletu vozovky tunelových trub (JTT – 266,21 m n. m., STT – 267,01 m n. m.) zároveň se zajišťováním čelních a bočních stěn portálu. Před samotným začátkem výkopových prací bylo nutné vytyčit dočasný záběr stavební jámy a bezpečnostní pás podél jejího obvodu. Na této ploše byl proveden výrub stromů.



Obr. 6 Schéma rozmístění a značení stěn VP [40]

a) Boční stěny



Obr. 7 Stabilizační zajištění bočních stěn (upraveno) [40]

Boční stěna stavební jámy rovnoběžná s osou jižního tubusu (značená V1) byla hloubena postupným odtěžováním po etážích. Stěna je rozdělena do třech částí, které jsou tvořeny svahy od sebe oddělenými lavičkami šířky 1,5 m. Dle podrobného IG průzkumu byl sklon všech částí navržen 3:1. Hloubka stavební jámy z nejvyššího bodu stěny V1 dosahuje 17,7 m, kde výška spodních částí je 2 x 6 m a výška svrchní části je cca 5,7 m.

Zajišťování stability stěny probíhalo v koordinaci s výkopovými pracemi a dle statických výpočtů se jedná o zajištění trvalé. Bezprostředně po odkopání zeminy byl povrch svahu zajištěn stříkaným betonem C20/25 tl. 200 mm armovaným dvojistou KARI sítí Q503 100/100/8.

Dalším stabilizačním prvkem jsou zemní hřebíky. Ve všech částech stěny byly v šachovnicovém rastru realizovány vrty DN 100, do kterých byly osazeny ocelové zemní hřebíky ϕ 32 mm, délky 12 m a zality cementovou směsí. Ty přenášejí tahová napětí do hlubších částí masivu, přičemž zmenšují celkové deformace a napjatost vzniklou odtěžením zeminy. Pro fixování hřebíku ve vrtu byly každé 2 m instalovány centrátory ϕ 8 mm. Hlavičky hřebíku byly zajištěny systémovou maticí přes opěrnou ocelovou podložku s rozměry 200 x 200 mm. Hřebíky byly ukloněny od horizontály o úhel 15° a rozmístěny v osové vzdálenosti 1 m. Jednotlivé části boční stěny se liší o počet etáží, v kterých byly kotevní prvky realizovány, viz tab. 2. Vzdálenost mezi jednotlivými etážemi je 1,25 m.

Po vyhloubení stavební jámy a zajištění svahu V1 se počítá se zpětným zásypem do min. výšky 6 m při portálu tunelu.

Tab. 2 Boční stěna V1 [40]

Část stěny	Sklon svahu	Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka [m]	Úhel [°]	Počet prvků
1.	3:1	Zemní hřebíky	3	32	12	15	44
2.	3:1	Zemní hřebíky	5	32	12	15	119
3.	3:1	Zemní hřebíky	5	32	12	15	167

Boční stěna V3 přiléhající k portálu STT z levé strany je podstatně vyšší. Vzdálenost nivelety nejvyššího bodu a nivelety dna stavební jámy činí téměř 24 m. Obdobně jako u stěny V1 byla zemina odtěžována po etážích ve třech částech stěny. Jednotlivé části byly oddělené lavičkami šířky 1,5 m. Svrchní část výšky 11,5 m byla navržena ve sklonu 2:1. Části při úrovni dna mají sklon 3:1 a dosahují výšek 6 m.

Stabilita svahu byla opět zajištěna stříkaným betonem C20/25 tl. 200 mm vyztuženým dvojicí KARI sítí a zemními hřebíky ϕ 32 mm, délky 12 m, resp. 11 m (viz tab. 3). Hřebíky byly osazovány do vrtů rozmístěných v rastru 1,25 x 1 m. Výjimku tvořila svrchní část, kde bylo plošné členění hřebíků 1,25 x 2 m.

Tab. 3 Boční stěna V3 [40]

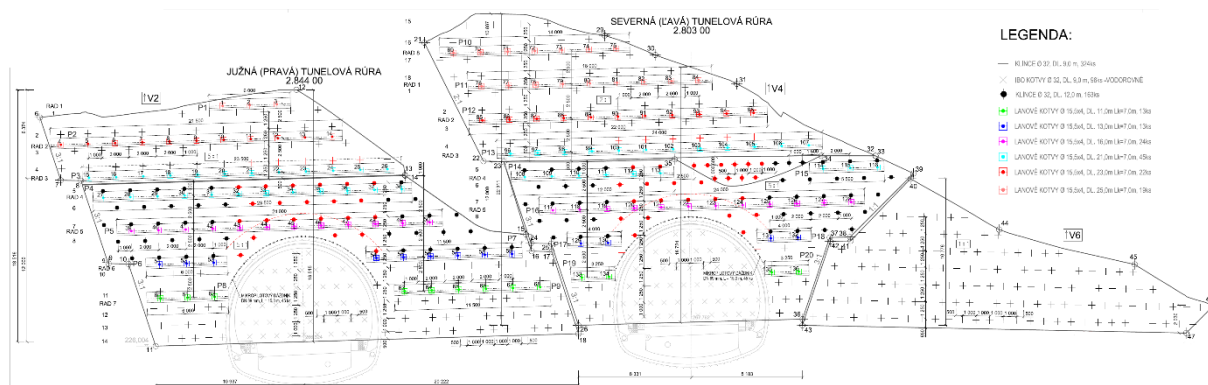
Část stěny	Sklon svahu	Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka [m]	Úhel [°]	Počet prvků
1.	2:1	Zemní hřebíky	10	32	12	15	47
2.	3:1	Zemní hřebíky	5	32	12	15	62
			1	32	11	15	16
3.	3:1	Zemní hřebíky	5	32	12	15	108

Boční stěna V5 přiléhající k portálu STT z pravé strany byla rozdělena do dvou částí. Svrchní část výšky 4,8 m byla svahovaná ve sklonu 1:1 a od spodní části výšky 6 m a sklonu 3:1 byla jako v předešlých případech oddělena lavičkou šířky 1,5 m. Stěna byla zajištěna kombinací vyztuženého stříkaného betonu a zemních hřebíků ϕ 32 mm, délky 9 m. Svislá vzdálenost jednotlivých etáží je 1,5 m, rozteč kotevních prvků je vždy 2 m.

Tab. 4 Boční stěna V5 [40]

Část stěny	Sklon svahu	Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka [m]	Úhel [°]	Počet prvků
1.	1:1	Zemní hřebíky	4	32	9	15	15
2.	3:1	Zemní hřebíky	4	32	9	15	28

b) Portálové stěny



Obr. 8 Stabilizační zajištění portálových stěn (upraveno) [41]

Portálová stěna stavební jámy jižního tubusu (značená V2) byla realizována postupným hloubením po etážích. Stěna byla rozdělena do dvou částí, kde část při povrchu terénu dosahuje na niveletu cca 278 m n. m., tj. 6,3 m pod úroveň nejvyššího bodu portálové stěny. Zde byl svah opatřen lavičkou šířky 2 m a stabilizován. Dále se pokračovalo postupným hloubením až na úroveň dna stavební jámy, tj. 12 m pod úroveň lavičky. Dle podrobného IG průřezu byl sklon obou svahů navržen 5:1. Šířka portálové stěny V2 je přibližně 31 m.

Zajišťování stability stěn probíhalo v koordinaci s výkopovými pracemi. Tak jako v případě bočních stěn byl svah stabilizován stříkaným betonem C20/25 tl. 200 mm armovaným dvojitou KARI sítí Q503 100/100/8 a zemními hřebíky ϕ 32 mm, délky 9 m, resp. 12 m. Delší z nich byly instalovány v pěti etážích nad kalotou tunelu. Úhel svírající osa hřebíku a horizontály je primárně 15° , v oblasti nad kalotou tunelu se pohybuje od $0-10^\circ$, viz tab. 5. Hřebíky byly rozmístěny v šachovnicovém rastru převážně $1,25 \times 2$ m, resp. $1,25 \times 1$ m ve třech etážích u dna stavební jámy.

V případě portálových stěn byly tyto stabilizační prvky doplněny dočasnými zemními kotvami. Jedná se o prvky obvykle delší než 5 m, které sestávají ze tří hlavních částí: hlavy, táhla a kořene. Tahová síla, vyvozená na hlavě kotvy je přenášena táhlem do kořene, který je injektáží upnut v horninovém prostředí za potencionální smykovou plochou [19]. Dle protokolu o napínání kotev vyhotoveném společností Zakládání staveb a. s. se jedná o zemní kotvy třípramencové, s průměrem pramence 15,7 mm. Kotvy byly osazovány do vrtů DN 150, kde byla provedena injektáž kořene v délce 7 m, resp. 9 m. V určeném časovém intervalu po vytvrdnutí injektáže došlo k napnutí kotvy silou 400 kN. V závislosti na vzdálenosti od výrubu jižní tunelové trouby se kotvy liší svou délkou a úklonem

od horizontály. Svislá vzdálenost jednotlivých etáží, v kterých byly kotvy navrtávány, je 1,25 m.

Tab. 5 Portálová stěna V2 [41]

Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka[m]	Úhel [°]	Počet prvků
1. část stěny ve sklonu 5:1					
Zemní hřebíky	4	32	9	15	36
		32	9	10	5
Lanové kotvy	3	15,5 x 4	25	20	3
		15,5 x 4	23	25	7
		15,5 x 4	23	15	4
		15,5 x 4	21	25	7
		15,5 x 4	21	10	5
2. část stěny ve sklonu 5:1					
Zemní hřebíky	10	32	12	15	38
		32	12	7	14
		32	12	1	3
		32	12	4	3
		32	12	2	1
		32	9	15	79
Lanové kotvy	4	15,5 x 4	21	25	6
		15,5 x 4	21	7	6
		15,5 x 4	16	25	6
		15,5 x 4	16	7	3
		15,5 x 4	16	1	3
		15,5 x 4	13	25	8
		15,5 x 4	13	7	1
		15,5 x 4	11	25	9
IBO kotvy	6	32	9	0	45
Mikropiloty	1	89	15	0	45

Materiál portálové stěny severního tubusu V4 byl odtěžován postupně po etážích ve dvou úrovních. První úroveň se nacházela zhruba 10,9 m pod niveletou nejvyššího bodu portálové stěny, kde byla stabilita svahu vylepšena vybudováním lavičky šířky 2 m. Pod lavičkou byla vyhloubena druhá úroveň tvořená 12 m vysokou svahovanou stěnou. Šířka portálové stěny při dnu stavební jámy (267,5 m n. m.) je rovna 16,5 m. Sklon svrchní části je na rozdíl od předchozí portálové stěny 2:1 a sklon části při tunelu 5:1.

Pro zajištění stability stěn bylo opět využito stříkaného betonu vyztuženého dvojistou KARI sítí a zemních hřebíků ϕ 32 mm, délky 9 m, resp. 12 m. V oblasti nad kalotou tunelu byly hřebíky délky 12 m zaváděny do vrtů pod mírnějším úhlem blížícím se vodorovné poloze.

U dna stavební jámy byly hřebíky na sebe nahuštěny v rastru 1,25 x 1,0 m, v ostatních místech 1,25 x 2,0 m.

Portálová stěna V4 byla také zajištěna pramencovými kotvami ϕ 15,7 mm v osmi etážích přes železobetonové kotevní prahy C30/37. Kotvy jsou třípramencové a jejich délka se snižuje směrem od vrcholu ke dnu stavební jámy. Délka kořenové části kotvy činí 7 m, resp. 9 m. Úklon od horizontály se mění v závislosti na vzdálenosti od tunelové trouby. Kotvy byly napínány silou 350 kN.

Tab. 6 Portálová stěna V4 [41]

Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka[m]	Úhel [°]	Počet prvků
1. část stěny ve sklonu 2:1					
Zemní hřebíky	8	32	9	15	66
		32	9	10	6
Lanové kotvy	4	15,5 x 4	25	25	12
		15,5 x 4	25	20	4
		15,5 x 4	23	25	5
		15,5 x 4	23	15	6
		15,5 x 4	21	25	6
		15,5 x 4	21	15	6
2. část stěny ve sklonu 5:1					
Zemní hřebíky	10	32	12	15	41
		32	12	7	18
		32	12	1	3
		32	12	4	2
		32	12	2	2
		32	12	0	2
		32	9	0	2
		32	9	15	24
Lanové kotvy	4	15,5 x 4	21	25	7
		15,5 x 4	21	7	2
		15,5 x 4	16	25	7
		15,5 x 4	16	7	2
		15,5 x 4	16	1	3
		15,5 x 4	13	25	4
		15,5 x 4	11	25	4
IBO kotvy	6	32	9	0	51
Mikropiloty	1	89	15	0	45

Posledním z portálových stěn je stěna V6 situovaná z pravé strany kolmo na osu severní tunelové trouby. Stavební jáma byla vyhloubena svahováním až na úroveň dna ve sklonu 1:1. Celková výška činí cca 10,8 m. Dle statistických výpočtů byla stěna navržena na trvalé zajištění. To tvořily zemní hřebíky ϕ 32 mm, dl. 9 m umístěné v šachovnicovém rastru

1,25 x 1,0 m a stříkaný beton třídy C20/25 tl. 200 mm armovaný dvojitou KARI sítí Q503. Úklon hřebíků od horizontály je 15 °.

Tab. 7 Portálová stěna V6 [41]

Část stěny	Sklon svahu	Kotevní prvek	Počet etáží	Průměr [mm]	Délka [m]	Úhel [°]	Počet prvků
1.	1:1	Zemní hřebíky	4	32	9	15	142

3.2.4 Konečná podoba

Celkový tvar východního portálu bude utvářen zpětným zásypem a gabionovou zdí se sklonem totožným s portálovými bloky hloubeného tunelu – 5:1. V místě styku s portálovou budovou bude líc gabionu svislý. Zeď bude založena na štěrkovém lůžku tl. 300 mm a bude dosahovat výšky 5,4 m od nivelety tunelu. K odvedení průsakové vody bude sloužit drenážní trubka umístěná za rubem gabionů opatřeným dvěma vrstvami drenážní geotextilie. Bezpečnostním prvkem celé konstrukce zamezujícím pádu osob bude lankové zábradlí výšky 1,1 m osazené na koruně gabionové zdi [17].

Zpětný zásyp hloubených tunelů a portálové budovy bude realizovaný z materiálu vytěženého ze stavební jámy a tunelu. Nejprve bude třízeným materiálem frakce 0–63 mm obsypávána do výšky 1 m technologická centrála a ostění hloubených částí a dále budou tyto konstrukce opatřeny vrstvou zásypu stejné frakce tl. 400 mm. Povrch bude tvořen vrstvou humusu tl. 200 mm, který se oseje směsí osiva, vody, umělého hnojiva a dalších přísad s ohledem na místní podnebí. Finální fází bude výsadba dřevin a křovin a celková rekultivace dočasného záběru [17].

Dalším prvkem tvořícím konečnou podobu východního portálu bude opěrná zeď zajišťující část boční stěny stavební jámy. Jedná se o kombinaci zemních hřebíků ϕ 32 mm, dl. 9 a 15 m, tyčových kotev ϕ 32 mm, dl. 12 a 18 m a stříkaného betonu C25/30 XC3, XF1 tl. 200 mm armovaného dvěma vrstvami KARI sítí 100/100/8. Celá konstrukce bude uzavřená železobetonovou zdí tl. 300 mm z betonu C30/37 XC4, XD2, XF2 s kamenným obkladem. Zeď bude založena na základovém páse šířky 650 mm z prostého betonu třídy C30/37 XC4, XD2, XF2. Odvodnění rubu zdi bude zajištěno drenážním kompozitem a drenážní trubkou DN 100. Proti pádu osob do prostoru vozovky je navrženo ocelové zábradlí výšky 1,1 m [17].

Důležitým opatřením východního portálu je realizace drenážního systému. Povrch zpětného zásypu bude odvodňován rigolem z prefabrikovaných betonových žlabovek uložených do betonového lůžka tl. 100 mm [17].



Obr. 9 Vizualizace východního portálu [14]

3.2.5 Monitoring

Pro lokalizaci smykových ploch jsou často využívány inklinometry, které monitorují posuny kolmo k ose vrtu.

Společnost DPP Žilina s. r. o. ve snaze lokalizovat tyto plochy a určit velikost podpovrchových deformací v blízkosti východního portálu provedla inklinometrická horizontální měření ve fázi A a B. Měření probíhala v intervalu sedmi dnů během výstavby portálu a také během ražby tunelových trub v přiléhající oblasti. Po dokončení prvotních měření byl interval zvýšen na 30 dnů a probíhal až do doby vybudování sekundárního ostění v úseku portálu. Celkově byly realizovány čtyři kontrolní měření ve třech inklinometrických vrtech [20].

Pro měření použila společnost sondu firmy Glötzl Baumeßtechnik, která byla spuštěna na dno inklinometrických PVC pažnic vybavených drážkami. Drážka A je orientovaná ve směru přibližnému k předpokládanému svahovému pohybu, drážka B je na tento směr

kolmá. Během vytahování sondy se zaznamenával monitorovací jednotkou její náklon každých 0,5 m [20].

Tab. 8 Přehled inklinometrických vrtů [20]

Označení vrtu	Celková hloubka [m]	Hloubka měření [m]	Pohyb [mm]	Azimut [°]
INK/WL-5	25,0	2,0	1,67	88
		12,0	0,36	87
		22,0	0,11	138
INK/WL-6	16,0	2,0	5,66	356
		8,0	4,73	11
		13,0	1,71	12
INK/WL-7	25,0	2,0	1,87	14
		12,0	1,38	16
		22,0	0,16	63

Inklinometrické měření potvrdilo domněnky předběžného geologického průzkumu a to, že k největším horizontálním deformacím dochází v povrchových vrstvách, které mají sesuvný charakter.

Informace potřebné pro sledování stability stěn východního portálu byly doplněny geodetickým měřením posunů trigonometrických bodů. Ty jsou umístěny v kotevních prazích portálových stěn (18 bodů) a bočních stěn (13 bodů).

Další monitorovanou veličinou byla osová síla, kterou jsou jednotlivé kotvy deformovány na stěnách stavební jámy. Měření probíhalo pomocí dynamometrů osazených na hlavách osmi kotev v bočních stěnách a pěti kotev v portálových stěnách. Princip spočívá v tom, že mezi dvě ocelové podložky se umístí měřicí buňka, která je naplněná kapalinou. Změna osově síly v kotvě vyvolá změnu tlaku kapaliny v buňce, který je odečítán manometrem [21].

4. Analýza současného stabilitního stavu stavební jámy s využitím numerického modelování

Následující kapitoly se zabývají tvorbou matematického modelu s využitím numerického modelování v programu Midas GTS NX. Je v nich obsažena samotná příprava modelové situace východního portálu tunelu Prešov, ale také analýza výsledků.

4.1 Použitý software

Za účelem tvorby 3D modelu zájmového území východního portálu bylo využito softwaru Midas GTS NX. Jedná se o integrovaný 2D/3D výpočetní program založený na metodě konečných prvků, pomocí kterého je možné navrhnout a posoudit různé geotechnické stavby jako tunely, základy stavebních objektů, pažené výkopy a další. Na jednom konkrétním modelu je možné provést několik geotechnických analýz, tj. statickou (lineární, nelineární), konsolidační či dynamickou, dále posoudit stabilitu svahů, průsaky nebo zvýšení hladiny podzemní vody vlivem srážek. Řešený projekt je možné rozdělit na fáze výstavby a analyzovat tak různé aspekty návrhu v jednom modelu. Na závěr je pak software schopen výsledky interpretovat v přehledných grafech a tabulkách [22].

4.2 Rozsah modelu

Jedním ze základních a důležitých předpokladů pro vytvoření modelu odpovídajícímu reálné situaci je stanovit jeho hranice. Hranice modelu by měly být v dostatečné vzdálenosti od stavební jámy, tam, kde se již nepředpokládají změny napětí resp. deformací [23]. Dodržením dostatečné výšky, šířky i hloubky modelu nedojde k ovlivnění výpočtu okrajovými podmínkami.

Rozsahy modelu stavební jámy východního portálu tunelu Prešov byly zvoleny na základě doporučených hodnot pro nevyztuženou stavební jámu dle zásad numerického modelování [23].

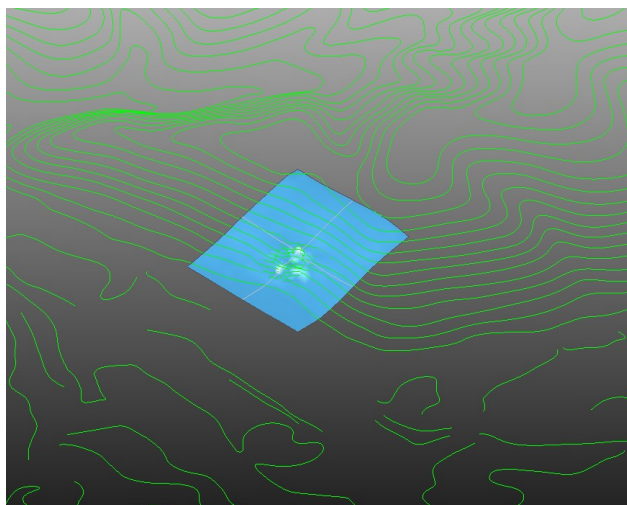
4.3 Modelování povrchu a geologických vrstev

Nedílnou součástí přesného matematického modelu je vhodně simulovat povrch a rozhraní geologických vrstev zájmového území.

Pro tvorbu povrchu se primárně uvažovalo s využitím vrstevnic podkladového situačního výkresu, kterým by se v programu AutoCAD přiřadily z-ové souřadnice odpovídající daným výškovým kótám. Nicméně, území obsažené ve výkresové dokumentaci bylo pro účely matematického modelu příliš malé a vedlo by k negativnímu ovlivnění výsledků svými okrajovými podmínkami. Proto bylo nutné získat další digitální výškopisné údaje příslušných mapových kladů.

Ty ve formátu .shp poskytl až Geodetický a kartografický ústav v Bratislavě. Soubor obsahoval vrstevnice s intervalem 10 m, které byly následně importovány do programu Civil3D. Pro lepší vykreslení výškových rozdílů v okolí stavební jámy byly tyto vrstevnice doplněny vrstevnicemi ze situačního výkresu s intervalem 5 m. Výsledek byl exportován do formátu .dxf, který je vhodný pro další manipulaci v softwaru.

Program Midas GTS NX disponuje doplňkem *Terrain Geometry Maker*, prostřednictvím kterého lze snadno vymodelovat povrch zájmového území. Princip spočívá v importování souboru vrstevnic ve formátu .dxf, stanovení obdélníku charakterizujícího zvolenou plochu o daných souřadnicích a jemnost povrchu. Softwarový doplněk pak vytvoří vrstvu kopírující vrstevnice terénu. Toho bylo využito i v případě východního portálu tunelu Prešov.



Obr. 10 Modelování povrchu v doplňku *Terrain Geometry Maker* (Midas GTS NX)

Pro vytvoření geologických vrstev v programu Midas GTS NX se nabízely v podstatě dvě možnosti. Prvních z nich bylo využití doplňku *Bedding plane*, pomocí něhož je možné vytvořit rozhraní geologických vrstev na základě geologických vrtů. Od této možnosti se však upustilo, protože geologie v oblasti je značně komplikovaná a vrty obsahují příliš mnoho vrstev s variabilní mocností, což by nejspíše zapříčinilo problémy s jejich vykreslením.

Druhou možností bylo pomocí dostupných inženýrskogeologických řezů vymodelovat hraniční plochy jednotlivých geologických vrstev v programu AutoCAD a v podstatě kopírovat postup jako v případě modelování povrchu. Protože výkresová dokumentace východního portálu skýtá i dva podélné inženýrskogeologické řezy vedené osami tubusů a jeden příčný, byla tato metoda zvolena jako optimální.

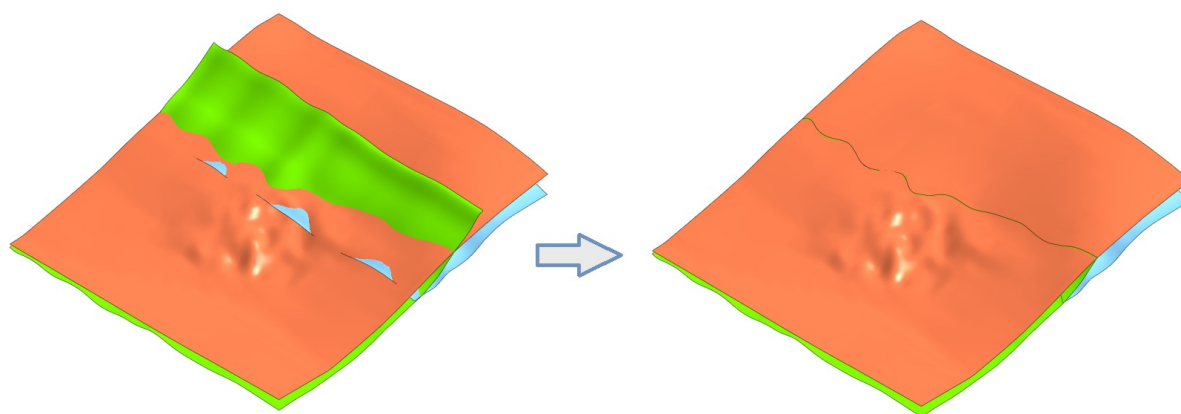
Ze závěrečné zprávy inženýrskogeologického průzkumu (viz kapitola 3.2.1) bylo známo, že oblast východního portálu tunelu Prešov je tvořena kvartérními i paleogenními vrstvami navzájem se lišícími typem horniny či zeminy, stupněm zvětrání, zrnitostí, blokovitostí a dalšími parametry. Pomocí těchto charakteristik byla geologie zájmového území rozdělena do osmi kvazihomogenních celků. Nicméně zahrnout všechny tyto celky do modelu by způsobilo nemalé problémy jak při jejich vykreslování, tak při jejich síťování. Proto se přistoupilo k jejich zjednodušení a homogenizaci. V tom do značné míry pomohly i zpracované inženýrskogeologické řezy, které počet vrstev zredukovaly na tři typy kvartérních vrstev a tři typy paleogenních.

Zachování vrstvy deluviálních jíílů a kamenito-jílovitých sutí nečinilo v modelu problém. Původní návrh skýtal možnost rozdělit kvartérní vrstvu sesuvného deluvia v okolí stavební jámy na vrstvu jíílů při povrchu terénu a vrstvu porušených pískovcových bloků. Vlivem komplikací při modelování tohoto rozhraní se přistoupilo k sjednocení obou vrstev, jež bylo nazváno „sesuvné deluvium“. K homogenizaci došlo také v případě paleogenního podloží charakterizovaného rytmickým střídáním jílovco-pískovcových vrstev s převahou pískovců nebo jílovců a pískovcových vrstev s lokálními polohami jílovců. Toto zjednodušené podloží bylo pojmenováno jako „pískovcové a jílovco-pískovcové vrstvy“. Ve výsledku bylo geologické prostředí modelu definováno třemi geologickými vrstvami.

V dalším kroku bylo třeba vhodným natočením charakteristických řezů a vložením do situačního výkresu v programu AutoCAD vytvořit z dvojrozměrné situace situaci

trojrozměrnou. Jedním z řešení bylo spojit křivky charakterizující hranice geologických vrstev v osách tubusů (podélné řezy A i B) s křivkou příčného řezu (řez C). Podélné řezy se pak v intervalu 5 m roznásobily po celé délce příčného řezu, čímž kopírovaly jeho průběh. Příčný řez se naopak roznásobil po celé délce podélných řezů a drobné nepřesnosti ve spojení se napravily. Tímto postupem se vytvořila síť, která se prostřednictvím doplňku *Terrain geometry maker* převedla na souvislé plochy vhodné pro další manipulaci v programu Midas GTS NX.

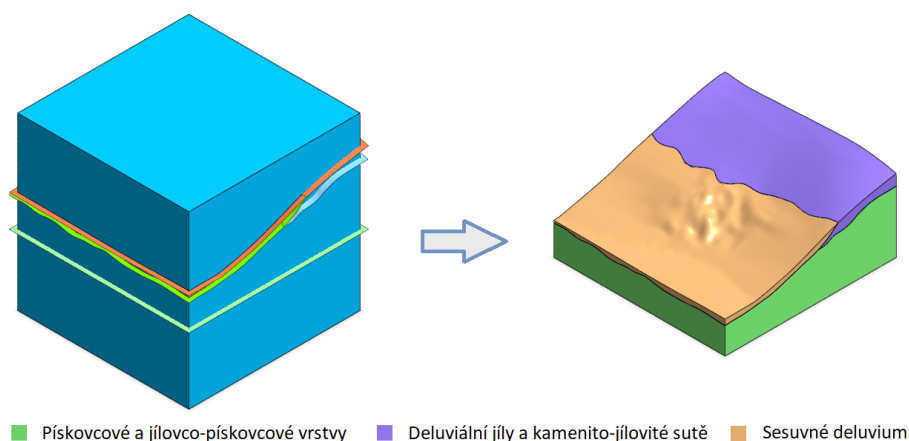
Při modelování v programu AutoCAD bylo třeba dbát na to, aby povrch a hraniční plochy geologických vrstev přesahovaly navržené půdorysné rozměry modelu. Také bylo nezbytné jednotlivá geologická rozhraní prodloužit, aby došlo k jejich překrytí. Na závěr byly plochy pomocí nástroje *Divide surface* vzájemně ořezány a vytvořeny tři na sebe navazující plochy.



Obr. 11 Ořezání ploch nástrojem *Divide surface* (Midas GTS NX)

4.4 Tvorba objemových prvků

V prvotní fázi tvorby objemů zájmového území a stavební jámy bylo nutné vymodelovat geologické prostředí. V bodě o daných souřadnicích (dále jen počátek) byla prostřednictvím nástroje *Box* vytvořena kostka o rozměrech 400 x 400 x 400 m. Ta byla v prvním kroku pomocí nástroje *Divide solid* ořezána plochou simulující povrch, dále hraničními plochami jednotlivých geologických vrstev uvedených v předcházející kapitole a na závěr horizontální plochou cíleně vytvořenou pro odříznutí spodní části kostky, čímž byla získána potřebná hloubka modelu. Těmito jednoduchými operacemi byly vytvořeny tři objemové prvky reprezentující jednotlivé geologické vrstvy.

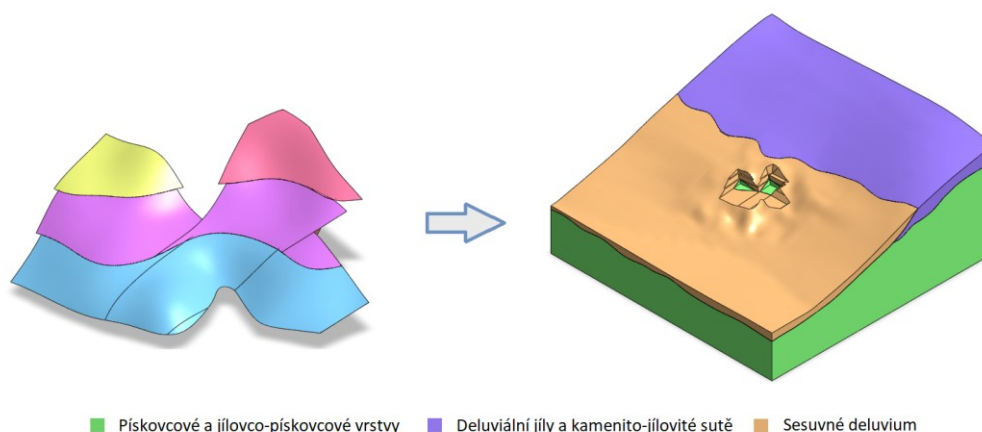


Obr. 12 Ořezání objemového prvku nástrojem *Divide solid* (Midas GTS NX)

V další fázi bylo zapotřebí vymodelovat stavební jámu. K tomu opět posloužil program AutoCAD, kde dle vytyčovacího a situačního výkresu byly vykresleny křivky charakterizující hrany stavební jámy. Tím vzniklo několik částí reprezentujících jednotlivé stěny jámy v příslušném sklonu. Nutno podotknout, že pro hladký postup v dalších krocích realizace modelu, bylo nutné geometrii výrazně zjednodušit.

Dle technické zprávy a výkresové dokumentace je známo, že jáma byla hloubena po etážích ve vzdálenosti 1,25 m. Takové množství etáží však nebylo možné do modelu zohlednit, což vedlo k omezení jejich počtu na tři. Nejprve byla v programu AutoCAD vykreslena plocha určená pro dno stavební jámy. Dále se připravily obdélníky ležící v úrovni laviček, které budou v dalších fázích modelování tvořit rozhraní mezi jednotlivými etážemi. Na závěr se vytvořily plochy totožné se stěnami stavební jámy zvětšené v měřítku. Ty dokonale poslouží jako řezné plochy objemového prvku.

Protože do softwaru Midas GTS NX byly nainportovány pouze křivky tvořící hrany řezných ploch, bylo z nich potřeba za pomoci nástroje *Make face* vytvořit souvislé plochy. Po tomto kroku bylo vygenerováno několik krychlí s rozměry mírně přesahujícími půdorysné rozměry jednotlivých etáží. Ty byly postupně ořezány pomocí nástroje *Divide solid* jak řeznými plochami reprezentujícími stěny stavební jámy, tak i povrchem zájmového území, čímž se formoval tvar stavební jámy rozdělený do třech pracovních úrovní. Takto vytvořený prvek charakterizující objem odtěžené zeminy byl pomocí nástroje *Embed* vnořen do objemových prvků paleogenních a kvartérních vrstev a následně byla pomocí nástroje *Auto Connect* zajištěna duplicita jejich společných ploch.



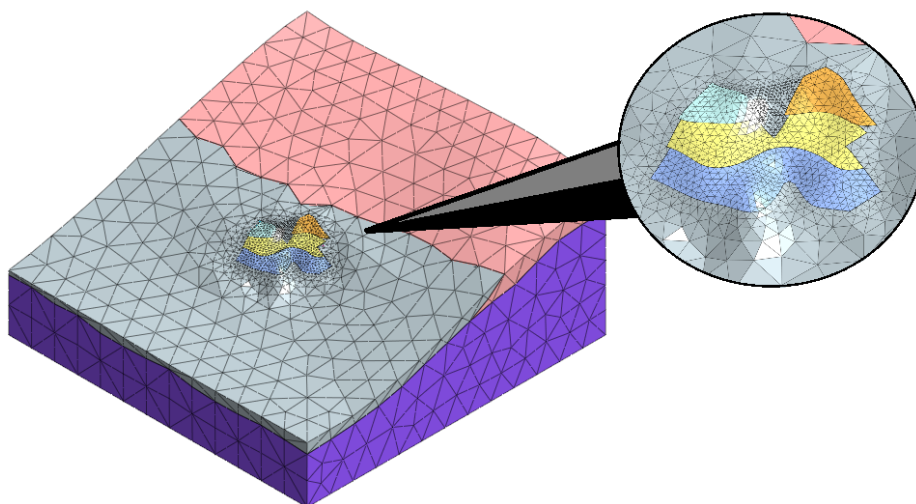
Obr. 13 Vnoření objemového prvku stavební jámy nástrojem *Embed* (Midas GTS NX)

4.5 Tvorba sítě konečných prvků

Princip metody konečných prvků předpokládá diskretizaci spojitého kontinua do určitého počtu elementů, přičemž výpočet deformací a dalších parametrů probíhá v uzlových bodech takto vytvořené sítě [24].

Proto před samotným započnutím generování sítě konečných prvků bylo nutné zvážit její hustotu a tvar. Pomocí nástroje *Size Control* byl nejprve v místech ostrých přechodů stavební jámy určitým křivkám přiřazen interval 1,5 m. Pro celý prostor stavební jámy byla zvolena detailnější síť než pro prostředí mimo ni. Hrany elementů objemových prvků v jámě odpovídaly délce 3 m, u objemových prvků geologického prostředí byla tato vzdálenost desetinásobná. Jemnější síť a tím i dosažení přesnějších výsledků nebylo možné dosáhnout z důvodu využívání studentské verze softwaru Midas GTS NX s omezeným počtem uzlů. Pro usnadnění tvorby sítě tento software disponuje 3D automatickým generátorem s výběrem mezi tetraedrickými a hybridními prvky. Za účelem zjištění stability stavební jámy byly zvoleny tetraedrické prvky vyššího řádu, které kromě uzlů ve vrcholech navíc obsahují i uzly ve středech jednotlivých hran prvků.

Pro plynulý přechod velikostí elementů na hraně stavební jámy byla nejprve generována jemnější síť objemových prvků stavební jámy a dále hrubší síť objemových prvků geologického prostředí, která na ni navázala. Celkově bylo generováno 14408 prvků s 21470 uzly. Pomocí nástroje *Parameters* byly jednotlivým objemovým prvkům přiřazeny materiálové vlastnosti příslušných geologických vrstev.



Obr. 14 Generovaná síť se zhuštěním v prostoru stavební jámy (Midas GTS NX)

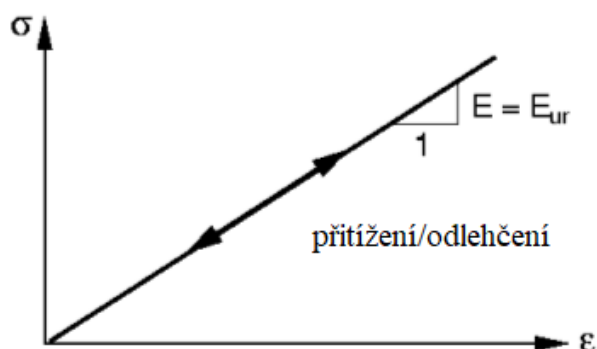
4.6 Materiálové modely a geotechnické parametry

Dalším důležitým krokem ve fázi generování sítě je správně přiřadit příslušným prvkům materiálové vlastnosti. V softwaru Midas GTS NX je možné vybrat ze čtyř typů materiálů – izotropní, ortotropní, 2D ekvivalent či rozhraní/pilota. Protože v modelu simulujícím reálnou situaci okolí východního portálu tunelu Prešov se dá přijmout předpoklad, že všechny geologické vrstvy mají stejné vlastnosti ve všech směrech, byl materiál zvolen jako izotropní.

Volbou izotropního typu se nabízí několik materiálových modelů. V případě řešené situace bylo využito pouze lineárně-elastického a Mohr-Coulombova modelu.

4.6.1 Lineárně elastický model

Lineárně elastický model je základní materiálový model, ve kterém je vztah mezi napětím a přetvořením dán Hookovým zákonem (v oboru lineární pružnosti). Vstupními parametry v tomto modelu jsou objemová tíha zeminy γ , Poissonovo číslo ν a modul pružnosti E [25].



Obr. 15 Vztah mezi napětím a přetvořením v lineárně elastickém modelu [25]

Z obrázku je znatelné, že přetvoření jsou vratná, moduly pružnosti při zatěžování E a odlehčování E_{ur} jsou totožné. Model nedefinuje žádnou podmínku plasticity, tudíž neumožňuje vyhodnotit porušení. Dále nezohledňuje závislost tuhosti na napětí a vliv pórovitosti [25].

Model je velmi jednoduchý a vhodný především pro zeminy při velmi malých přetvořeních nebo pro betonové či ocelové konstrukční prvky. V případě řešeného projektu posloužil lineárně elastický model pro stříkaný beton a kotevní prvky [25].

4.6.2 Mohr-Coulombův model

Mohr-Coulombův model je nejčastěji využívaným modelem v geotechnickém inženýrství. Jedná se o pružný ideálně-plastický model bez zpevnění. Je založen na předpokladu lineárně-elastického chování materiálu až do meze plasticity definované plochou plasticity, jejíž matematické vyjádření představuje podmínku porušení. Překročení této podmínky vede k plastické odezvě materiálu a k vývoji nevratných plastických deformací [25].

Model v porovnání s pokročilejšími materiálovými modely nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření a rozdílný modul pružnosti při zatěžování a odlehčování. Je charakterizován stejnou podmínkou pro plasticitu a porušení [25].

Vstupní parametry tohoto modelu tvoří modul pružnosti E , Poissonovo číslo ν , úhel vnitřního tření ϕ , soudržnost zeminy c a úhel dilatance ψ [25]. Mohr-Coulombův předpoklad

spočívá v tom, že meze plasticity je dosaženo tehdy, když smykové napětí v kterémkoliv bodě daného materiálu dosáhne hodnoty, která je funkcí soudržnosti a úhlu vnitřního tření a je lineárně závislá na normálovém napětí ve stejné rovině [26]. Tuto lineární závislost představuje Mohr-Coulombovou obalová čára vyjádřená následující rovnicí:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (1)$$

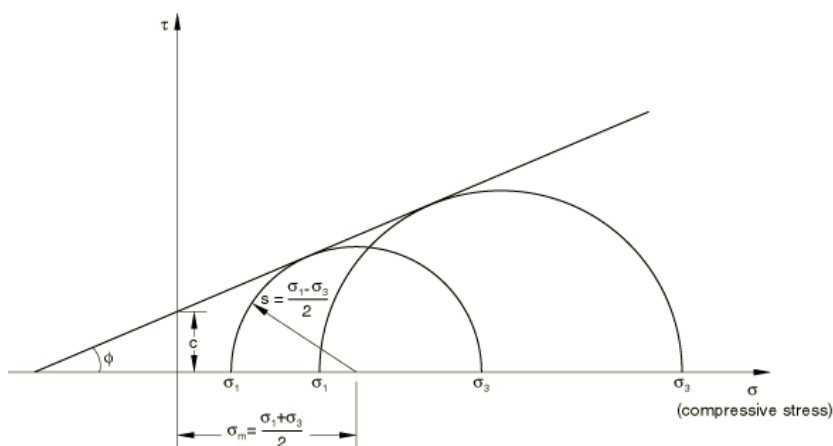
kde τ – smyková pevnost zeminy [kPa]

σ – normálové napětí [kPa]

c – soudržnost [kPa]

φ – úhel vnitřního tření [°]

Mohr-Coulombův model je založen na vykreslení Mohrových kružnic napětí. Čára pevnosti je pak přímkou, která se dotýká obou těchto kružnic.



Obr. 16 Mohr-Coulombova obalová čára pevnosti [26]

Mohr-Coulombovu podmínku plasticity je možné definovat pomocí třech mezních funkcí, jejichž zobrazení v hlavních napětích představuje nepravidelný šestiboký jehlan [27].

Model je výhodnější používat při řešení stabilitních úloh, kdy je možné získat reálnější výsledky. Deformace není schopen model řešit zcela objektivně, protože využívá stejného modulu pružnosti při zatížení a odlehčení [25]. Pro potřeby řešeného projektu byl tento model využit v případě geologických vrstev.

4.6.3 Geotechnické parametry

Technická zpráva inženýrskogeologického průzkumu obsahuje také přílohu s geotechnickými charakteristikami kvartérních zemin a paleogenních hornin [18]. V důsledku modelování v softwaru Midas GTS NX muselo dojít k výraznému zjednodušení geologického prostředí, proto bylo nutné upravit i charakteristiky nově vzniklých vrstev.

Nejprve byly z dostupných vrtných profilů vybrány totožné třídy zemin, resp. hornin, sečteny jejich mocnosti a přiřazeny k odpovídajícím geologickým vrstvám uvedeným v kapitole 4.3. Například ke kvartérní vrstvě sesuvného deluvia příslušelo až 10 tříd zemin resp. hornin o různých mocnostech. Pro každou třídu pak byly vybrány geotechnické parametry z výše zmíněné přílohy. Nutno podotknout, že tyto parametry jsou u některých zemin resp. hornin stanoveny v určitém rozptylu a mohly být odvozené ze STN, odborné literatury či na základě zkušenosti. Proto se při jejich výběru přistupovalo s jistou opatrností a vždy byly voleny hodnoty nižší, což je pro celkové posouzení bezpečnosti stavební jámy příznivé. Na základě váženého průměru byly pro paleogenní i kvartérní vrstvy vypočteny jednotlivé geotechnické parametry potřebné pro Mohr-Coulombův model a sumarizovány do tab. 9.

Tab. 9 Geotechnické parametry [18]

Charakteristika	Symbol	Kvartér		Paleogén
		Deluviální jíly a kamenito-jílovité sutě	Sesuvné deluvium a pískovcové bloky	Pískovcové a jílovco-pískovcové vrstvy
Přírozená objemová hmotnost	ρ_n [kg.m ⁻³]	2050	2011	2380
Saturovaná objemová hmotnost	ρ_{sat} [kg.m ⁻³]	2170	2110	2240
Parametry efektivní smykové pevnosti	ϕ_{ef} [°]	27	27	32
	c_{ef} [kPa]	11,04	6,77	86,74
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	12,55	35,50	466,04
Poissonovo číslo	ν [-]	0,39	0,32	0,23
Koeficient filtrace	k_f [m/s]	$9,24 \times 10^{-8}$	$4,68 \times 10^{-6}$	1×10^{-5}

Kromě fyzikálních a mechanických vlastností vstupních zemin bylo nutné určit parametry odvodnění. Konkrétně se bylo nutné rozhodnout, zda je zemina drénovaná nebo ne a stanovit koeficient filtrace.

U drénované zeminy se očekává, že koeficient filtrace je poměrně vysoký a přírůstek pórových tlaků je roven nule. Naopak u nedrénované zeminy, která má nízkou hodnotou koeficientu filtrace, nemohou být pórové tlaky rozptýleny [28].

Na základě dostupné tabulky geotechnických charakteristik zájmového území, zkušeností a odhadu v případě chybějících hodnot byly kvartérním vrstvám přiřazeny nedrénované vlastnosti a paleogennímu podloží, tvořenému pískovcovými a jílovco-pískovcovými vrstvami, drénované vlastnosti. Obdobně jako u dalších hodnot v tab. 9 byl koeficient filtrace stanoven metodou váženého průměru.

4.7 Stříkaný beton

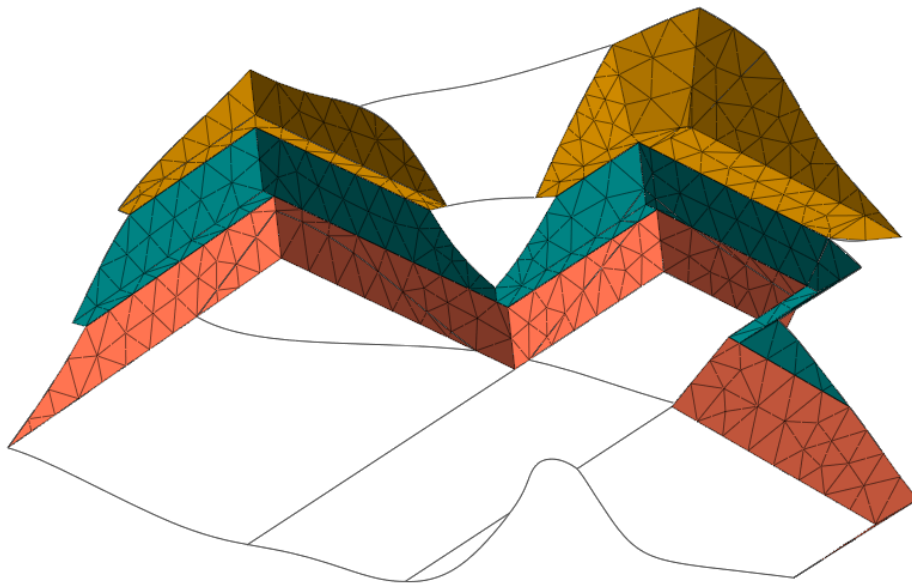
Dle výkresové dokumentace a závěrečné zprávy byl povrch stavební jámy zajištěn stříkaným betonem pevnosti C20/25 tl. 200 mm armovaným dvojitou KARI sítí Q503 100/100/8.

Materiálovým modelem pro tento zpevňující prvek byl lineárně elastický model s následujícími parametry:

- Modul pružnosti $E = 30000 \text{ MPa}$
- Objemová tíha $\gamma = 25 \text{ kN.m}^{-3}$
- Poissonovo číslo $\nu = 0,2$

Tyto vlastnosti odpovídají vlastnostem vyztuženého betonu pevnostní třídy C20/25. Po zadání materiálových charakteristik bylo nutné určit typ prvku a jeho průřezové charakteristiky. V případě vyztuženého stříkaného betonu se jednalo o 2D prvek typu *Shell*, jehož stěžejním parametrem je celková tloušťka.

Pomocí nástroje *Extract* se vytvořila síť konečných prvků extrahováním 2D elementů v geometrii stavební jámy. Síť bylo nezbytné generovat pro každou etáž zvlášť. Celkem bylo generováno 571 elementů s 1274 uzly.



Obr. 17 Stříkaný beton (Midas GTS NX)

4.8 Zemní hřebíky

Jednou z metod vyztužení zemního tělesa je aplikace zemních hřebíků. Jedná se o pasivní prvky bez předepnutí.

Pro přesné vykreslení těchto stabilizujících prvků se stávající model uložil do formátu *Parasolid* a importoval do programu AutoCAD. V tomto softwaru se filtrovaly nepotřebné hladiny a zachovaly se pouze hrany stavební jámy. Dle příslušné výkresové dokumentace bočních a portálových stěn byly jednotlivé kotevní prvky vykresleny do geometrie stavební jámy v zadaném rastru, nastavena jejich délka a úhel sklonu. Hotový výkres byl uložen do souboru .dxf a zpětně importován do programu Midas GTS NX.

Zemní hřebíky byly úmyslně odsazeny od stěny stavební jámy o cca 0,25 m, aby nedocházelo k nesrovnalostem vlivem nepřesné geometrie. Pro správnou generaci sítě však bylo nutné tuto nesrovnalost vyřešit. Nejprve byly hřebíky pomocí nástroje *Attach* přesunuty tak, aby hlava kotevního prvku licovala se stěnou portálu. Dále byly pomocí funkce *Auto*

Imprint vytvořeny průřečníky zemních hřebíků a povrchů objemových prvků, kterými tyto prvky procházely.

Před samotným osazením zemních hřebíků ϕ 32 mm byla do vrtů DN 100 načerpána cementová směs. Tento postup sehrál roli i v zadávání vstupních parametrů materiálového modelu. Obdobně jako u stříkaného betonu se jednalo o lineárně elastický model, jenž je charakterizován modulem pružnosti E , objemovou tíhou γ a Poissonovým číslem ν . Parametry bylo třeba upravit na základě váženého průměru. Ve vzorci 2 je zobrazen postup pro získání ekvivalentní hodnoty modulu pružnosti.

$$E_{eq} = \frac{E_{ocel} A_{ocel} + E_{cement} A_{cement}}{A_{ocel} + A_{cement}} \quad (2)$$

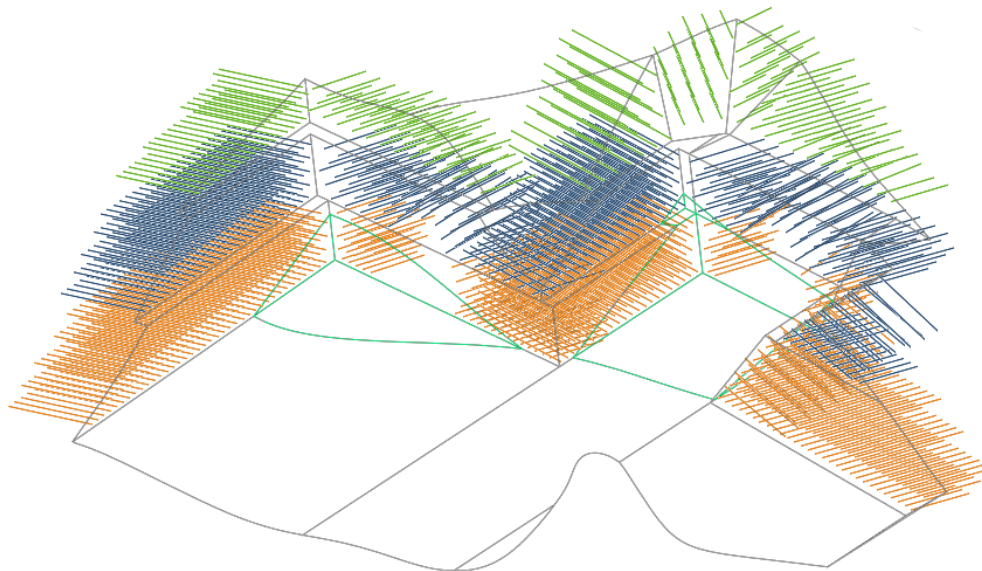
kde E_{eq} – ekvivalentní modul pružnosti [kPa]
 E_{ocel} – modul pružnosti ocele [kPa]
 A_{ocel} – průřezová plocha kotvy [m²]
 E_{cement} – modul pružnosti cementové zálivky [kPa]
 A_{cement} – průřezová plocha vrtu zmenšená o průřezovou plochu kotvy [m²]

Ekvivalentní modul pružnosti zainjektovaných hřebíků, byl vypočítán na základě rozdílných tuhostí ocele a cementové směsi vynásobených danou průřezovou plochou k průřezové ploše vrtu. Zvolená cementová směs Resi Grout HF je typickým případem účinné lici zálivky s rychlým rozvojem pevnostních vlastností s využitím pro zemní kotvy a hřebíky [36]. Veškeré ekvivalentní parametry jsou shrnuty v tab. 10.

Tab. 10 Ekvivalentní hodnoty pro zemní hřebíky

Parametry	Zemní hřebíky	Cementová směs	Ekvivalentní hodnoty
A [m ²]	8,04 x 10 ⁻⁴	70,50 x 10 ⁻⁴	78,54 x 10 ⁻⁴
E [GPa]	210	28	46,64
γ [kN.m ⁻³]	78,50	21	26,88
ν [-]	0,30	0,22	0,23

Zemní hřebíky byly generované jako 1D prvek *Embedded truss*, při jehož generování dochází automaticky k propojení uzlů s okolním horninovým prostředím. Průřezová plocha je kruhová a odpovídá $78,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2$. Celkem bylo generováno 4362 elementů s 5438 uzly.



Obr. 18 Zemní hřebíky (Midas GTS NX)

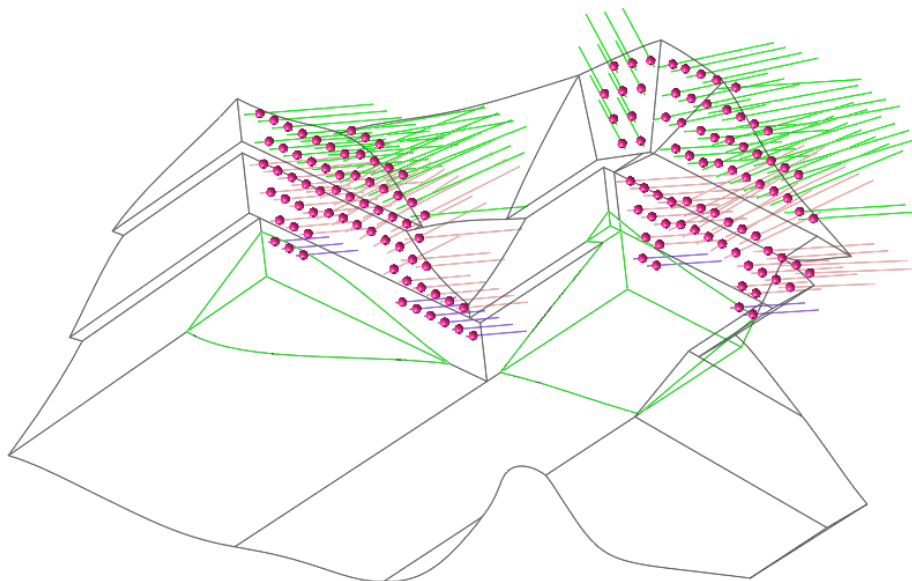
4.9 Zemní kotvy

Dalšími prvky zajišťující stabilizaci horninového masivu portálových stěn stavební jámy jsou zemní kotvy. Jedná se o předpínané stabilizující prvky obvykle delší než zemní hřebíky, které přenášejí tahovou sílu do kořene zainjektovaného v horninovém prostředí.

Modelování těchto prvků probíhalo obdobně jako u zemních hřebíků. Jednotlivé kotvy byly v souladu s příslušnou výkresovou dokumentací vykresleny v programu AutoCAD do stávajícího modelu, kde byly upraveny jejich délky a odklony od horizontální roviny. Připravené křivky simulující zeminové kotvy byly poté zpětně naimportovány do programu Midas GTS NX. Nezbytné bylo opět připojit předsazené hlavy kotev ke stěnám stavební jámy a vytvořit průsečíky s povrchy objemových prvků geologických vrstev.

Návrh horninových kotev se řídil protokolem o napínání kotev vypracovaným společností Zakládání staveb a.s. Použité horninové kotvy jsou dočasné, tří pramencové, s průměrem pramence 15,7 mm a třídou pevnosti ocele 1770 MPa. Kotvy byly osazovány do vrtů DN 150,

kde byla zainjektována kořenová část o délce 7,0 m, resp. 9,0 m. Každá kotva byla dodatečně napínána v zatěžovacích cyklech od hodnoty předtížení P_a po hodnotu zkušební síly P_p , která odpovídá 1,25 násobku zaručené síly P_0 . Po zjištění deformací se kotva uvolnila na hodnotu zaručené síly P_0 korespondující hodnotě předepnutí. Ta je u JTT rovna 400 kN a u STT 350 kN. K zamezení vnesení špatné hodnoty předepnutí do modelu byly tyto hodnoty ověřeny informací v odborném článku vypracovaném firmou Metrostav a. s. [34]



Obr. 19 Zemní kotvy (Midas GTS NX)

Materiálovým modelem pro zemní kotvy byl lineárně elastický model, protože má ve všech směrech stejné vlastnosti a je vhodný pro ocelové a betonové prvky. Je charakterizován modulem pružnosti, objemovou tíhou a Poissonovým číslem. Na rozdíl od zemních hřebíků nebylo třeba parametry upravovat dle váženého průměru, protože cementová zálivka není po celé délce kotvy, nýbrž jen u jejího kořene.

Tab. 11 Parametry zemních kotev

Parametry	Zemní kotvy
$A [m^2]$	$4,50 \times 10^{-4}$
$P_0 [kN]$	350 (400)
$E [GPa]$	210
$\gamma [kN.m^{-3}]$	78,50
$\nu [-]$	0,30

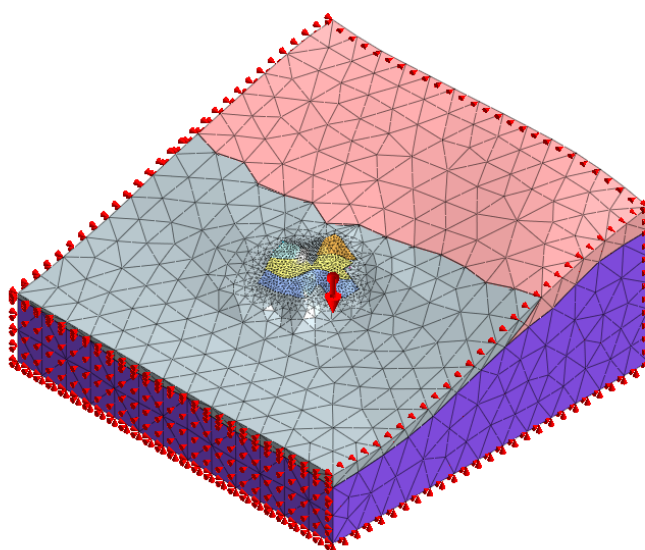
Zemní kotvy byly opět generované jako 1D prvek *Embedded truss* u kterého bylo nutné určit průřezovou plochu. Dle tabulky základních parametrů pramencových kotev pro ocel 1570/1770 MPa vypracované firmou Freyssinet CS a.s. byla stanovena průřezová plocha na hodnotu 450 mm^2 [35]. Celkem bylo generováno 1124 elementů s 1269 uzly.

Na závěr bylo nutné přiřadit všem zemním kotvám, resp. všem 1D prvkům *Embedded truss* s parametry zemních kotev, předpínací sílu prostřednictvím nástroje *Prestress*. Zde byla nastavena jednoosá normálová síla N_{xx} na hodnotu odpovídající zaručené kotevní síle P_0 uvedenou výše.

4.10 Okrajové podmínky a vlastní tíha

Po generování všech prvků a vytvoření finální podoby sítě bylo třeba v záložce *Static/Slope Analysis* pomocí nástroje *Constraint* automaticky stanovit okrajové podmínky celého modelu. Ty jsou reprezentovány tzv. tuhou vanou, kdy jsou na bočních plochách modelu omezeny horizontální posuny a na dně pak posuny vertikální i horizontální.

Kromě okrajových podmínek bylo třeba nadefinovat i vlastní tíhu modelu pomocí nástroje *Self-Weight*. Parametry vstupující do výpočtu jsou objem, objemová hmotnost a gravitační zrychlení, výsledkem je pak vektor zobrazený na obr. 20.



Obr. 20 Okrajové podmínky a vlastní tíha modelu (Midas GTS NX)

4.11 Podzemní voda

Podzemní voda má negativní vliv na fyzikálně-mechanické vlastnosti zemin a celkovou stabilitu zeminového prostředí, proto je nesmírně důležité ji ve výpočtech zohlednit. Hladina podzemní vody tvoří rozhraní mezi saturevanou a nesaturevanou zónou [30]. Hodnoty saturevané objemové hmotnosti byly vypočteny dle dostupné tabulky geotechnických charakteristik kvartérních zemin a paleogenních hornin a následujícího vzorce.

$$\rho_{\text{SAT}} = \rho_d + n \cdot \rho_w \quad (3)$$

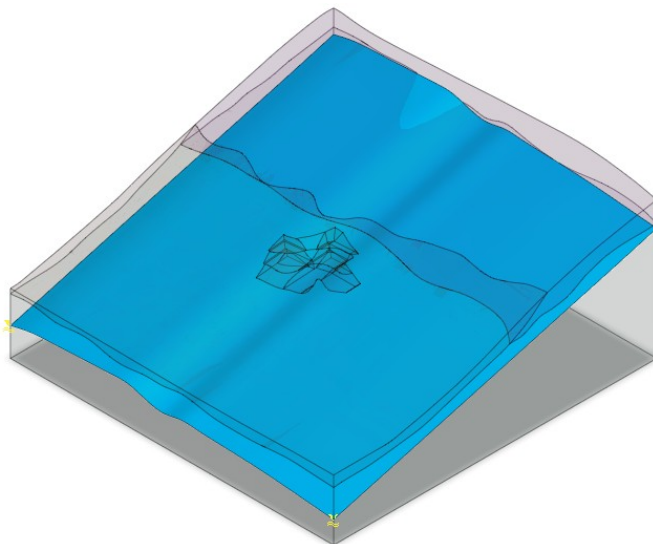
kde ρ_{SAT} – objemová hmotnost saturevané zeminy [kg.m^{-3}]
 ρ_d – objemová hmotnost vysušené zeminy [kg.m^{-3}]
 n – pórovitost [-]
 ρ_w – objemová hmotnost vody [kg.m^{-3}]

Hladina podzemní vody byla stanovena především na základě hydrogeologického průzkumu. Ačkoliv projekt realizace východního portálu tunelu Prešov zahrnoval velké množství vrtů, pro účely modelování vrstvy charakterizující hladinu podzemní vody byly využity pouze tři – M-42, HG/WL-6 a V-48P. Limitující počet je dán chybějícími souřadnicemi ostatních vrtů, neznámou úrovní hladiny podzemní vody či faktem, že při vrtání docházelo k časté ztrátě výplachu a většina vrtů byla suchá. Dostupné vrty se navíc vyskytují na relativně malé ploše v oblasti východního portálu, proto se při vykreslování vrstvy podzemní vody při okraji modelu spoléhalo především na vlastní úsudek a odhad.

Ve vrtu M-42 byla podzemní voda naražena v silně zvětralých jílovcích v hloubce 14,7 m p. t. a ustálila se v úrovni 13,9 m p. t. V etapě orientačního průzkumu byl realizován vrt V-48P, pro který byla zvolena hladina podzemní vody v hloubce 22,305 m p. t., což je průměrná hodnota vycházející z měření v období mezi listopadem 2008 a březnem 2013. Z etapy podrobného průzkumu byl pro účely modelu použit pouze vrt HG/WL-6 s hladinou podzemní vody v hloubce 18,88 m p. t. [18].

Zhlaví vybraných vrtů byla dle dostupných souřadnic vykreslena v programu AutoCAD. V jednotlivých vrtech se vyznačily příslušné hladiny podzemní vody, které se propojily křivkami. Na základě jejich průběhu se odhadl tvar celé vrstvy. Vrstva byla znázorněna

pomocí mřížky, tak jako v případě geologického rozhraní. Soubor byl uložen ve formátu .dxf a importován do doplňku *Terrain geometry maker* v softwaru Midas GTS NX, který převedl mřížku na celistvou plochu charakterizující hladinu podzemní vody.



Obr. 21 Hladina podzemní vody (Midas GTS NX)

Z výsledku je patrné, že hladina podzemní vody je pod úrovní dna stavební jámy, proto při jejím hloubení není potřeba jakéhokoliv odvodnění. To potvrzuje i dokumentace vyjádření ke skutečně zjištěným geologickým podmínkám v hloubených částech, v které je uvedeno, že úroveň hladiny podzemní vody v oblasti východního portálu se pohybuje v rozsahu 22,93 m p. t. (HG/WL-6, stav k 08. 02. 2018) až 25,02 m p. t. (HG/WL-7, stav k 16. 01. 2019) [37].

Aby program Midas GTS NX v dalších fázích výpočtu rozeznal, že nově vzniklá vrstva odpovídá hladině podzemní vody, bylo k ní nutné přiřadit okrajové podmínky. Toho bylo dosaženo pomocí nástroje *Water level*.

4.12 Nastavení výpočtu

Program Midas GTS NX disponuje mnoha variantami výpočtů, nicméně pro účely řešeného projektu byla využívána metoda konstrukčních fází a metoda stability svahu, jejichž princip a nastavení v softwaru je uvedeno v následujících kapitolách.

4.12.1 Analýza konstrukčních fází

První z forem použitých výpočtových metod byla analýza konstrukčních fází – angl. *Construction Stage Analysis*.

Jedná se o nelineární analýzu, jejímž principem je vytvoření konstrukčních fází v závislosti na posloupnosti jednotlivých kroků ve výstavbě. Podstatný pro celý proces je jeho primární stav, na jehož základě je odvozeno primární napětí. Jakmile je tento stav definován, může dojít k vytváření dalších konstrukčních fází [23].

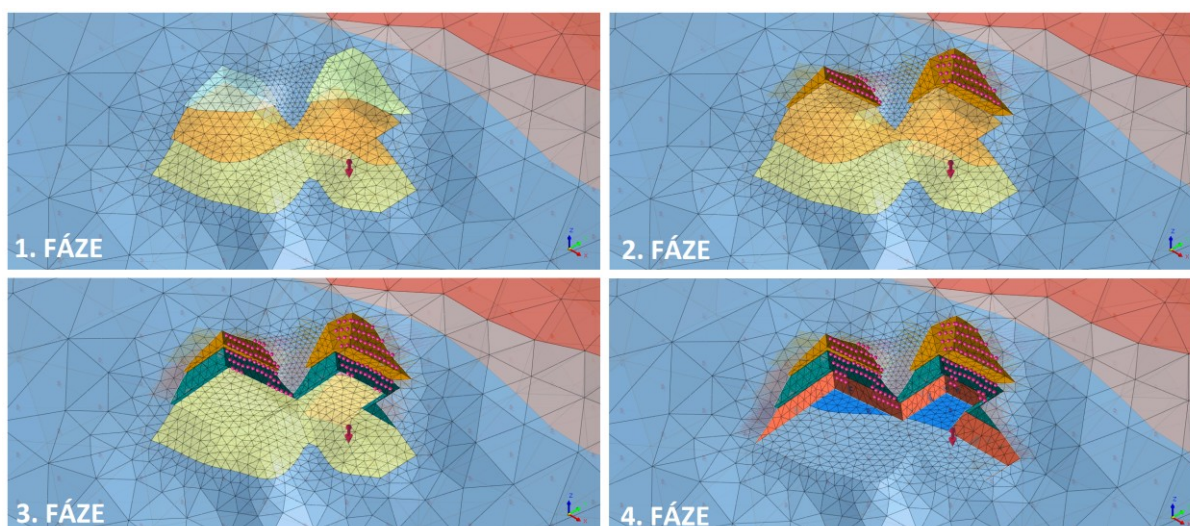
Midas GTS NX nevytváří a neanalyzuje nezávislé numerické modely pro každou konstrukční fázi. Proto jakákoliv změna ve struktuře nebo zatížení v konkrétní fázi ovlivňuje ty následující. Například, jakmile v určité fázi začne na konstrukci působit zatížení, jeho vliv se projevuje na všech následujících fázích do momentu, kdy dojde k jeho deaktivaci. Ve výsledku je díky této analýze možno postupně vyhodnotit jednotlivé fáze procesu výstavby a stanovit jejich napěťo-deformační stav [23].

Před samotným zahájením výpočtu však bylo nutné tyto konstrukční fáze modelu definovat. K tomu slouží nástroj *Construction Stage Set*, kde jsou jednotlivé fáze vytvářeny pomocí aktivace, resp. deaktivace elementů, zatížení a okrajových podmínek.

První z konstrukčních fází nesla název „primární stav“. Jedná se o situaci před započnutím realizace stavební jámy. Byly zde aktivovány veškeré prvky horninového prostředí, ale také vlastní tíha a okrajové podmínky modelu. Podstatné pro tuto fázi bylo vynulovat posuny a označit vrstvu vytvořenou pomocí nástroje *Water level* jako hladinu podzemní vody.

V další fázi byla zemina odtěžena až po úroveň první lavičky a na stěny zářezu aplikována vrstva stříkaného betonu. V téže fázi byla aktivována první skupina zemních hřebíků a pramencových kotev o daném předepnutí.

V třetí fázi byl postup obdobný, tzn., zemina byla odtěžena po úroveň druhé lavičky a aktivována příslušná skupina stabilizačních prvků. V poslední fázi bylo dosaženo dna stavební jámy a aktivovány zbývající prvky zajišťující stabilitu.



Obr. 22 Konstrukční fáze výpočtu (Midas GTX NX)

4.12.2 Analýza stability svahu

Problematika řešení stability svahu je jedním z nejčastěji řešených problémů v geotechnice. Svah má díky gravitační síle určitou potencionální energii. Při ovlivnění napětí ve svahu vnějšími faktory, např. tlakem podzemní vody, změnou geometrie svahu či přitížením, je výrazně ovlivněna jeho stabilita. Může tak dojít k svahovým pohybům, pokud smykové napětí způsobené vlastní tíhou svahu a vnějšími silami je větší než smyková pevnost horninového materiálu ve svahu. Výpočet stupně stability svahu, tzn. schopnosti odolávat účinkům smykových napětí, se nazývá analýza stability svahu – angl. *Slope Stability Analysis* [31].

Tento typ numerické analýzy je schopen simulovat deformace sítě tak, aby odrážel skutečný stav daného projektu. V programu Midas GTS NX je možné stanovit stupeň stability a detekovat smykovou plochu pomocí dvou metod – *Strength Reduction Method* (SRM) a *Stress Analysis Method* (SAM).

Metoda SAM, aplikovatelná pouze pro 2D analýzy, je založená na výpočtu napětí s využitím nelineární metody konečných prvků a výpočtu stupně stability pro každou potencionální smykovou plochu na základě teorie mezní rovnováhy [31].

Stabilita východního portálu tunelu Prešov však byla počítána pomocí metody SRM, tzv. redukcí pevnostních parametrů. V rámci této metody je stupeň stability definován jako parametr, kterým je nutno redukovat skutečné hodnoty parametrů smykové pevnosti (soudržnost c a úhel vnitřního tření φ) vedoucí ke ztrátě stability. Ta nastává v okamžiku, kdy řešení přestane konvergovat [32]. Stupeň stability (FS) je dán vztahem:

$$FS = \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{c + \sigma_n \tan \varphi}{c_f + \sigma_n \tan \varphi_f} = SRF \quad (4)$$

kde FS,SRF – stupeň stability [-]
 τ – skutečná smyková pevnost [kPa]
 τ_f – snížená smyková pevnost [kPa]
 c – skutečná soudržnost [kPa]
 c_f – snížená soudržnost [kPa]
 σ – skutečné normálové napětí [kPa]
 σ_f – snížené normálové napětí [kPa]
 φ – skutečný úhel vnitřního tření [°]
 φ_f – snížený úhel vnitřního tření [°]

V programu Midas GTS NX byl touto metodou řešen jak primární stav, tak i stav po odtěžení zeminy až na dno stavební jámy včetně aktivace kotevních prvků. Software Midas GTS NX vyhodnocuje metodou redukce smykových parametrů vždy kritickou smykovou plochu v dané oblasti. K přesunutí výpočtu smykové plochy a odpovídajícího stupně stability mimo povrchové vrstvy, které nejsou v blízkosti analyzované oblasti stavební jámy, byl Mohr-Coulombův materiálový model ve vrstvě deluviálních jílu a kamenito-jílovitých sutí nahrazen modelem lineárně elastickým. Po záměně modelů se však i nadále uvažuje s vlivem této vrstvy z hlediska zatížení, napětí a deformace.

4.13 Vyhodnocení výsledků

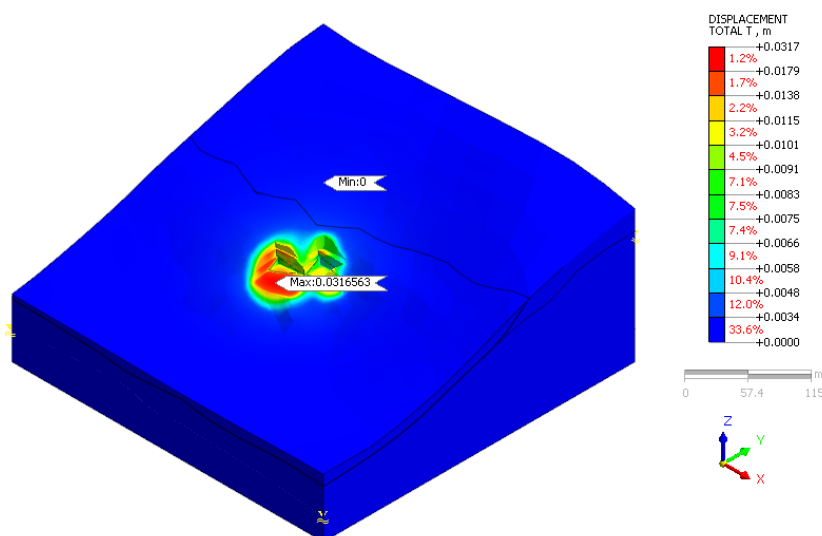
Za účelem diplomové práce byly pro analýzu konstrukčních fází vyhodnocovány výsledky čtvrté fáze výstavby, tzn. situace, kdy bylo dokončeno hloubení a vyztužování stavební jámy. Zde se očekávaly největší deformace horninového prostředí a největší

namáhání kotevních prvků. Posuzováno bylo jednak horninové prostředí z hlediska napětí a deformace, ale také stříkaný beton z hlediska napětí či vnitřní síly v kotevních prvcích.

Pro analýzu stability svahu bylo primární zjistit celkový stupeň stability a lokalizovat smykovou plochu.

4.13.1 Deformace v horninovém tělese

Na úvod byly vyhodnocené veškeré deformace v horninovém tělese po vyhloubení stavební jámy. Z obrázku totálních deformací (obr. 23) je viditelné, že k největším posunům docházelo na dně stavební jámy. To bylo způsobeno změnou primární napjatosti vlivem odtěžení zeminy, což se projevilo jeho zvedáním. Dle grafického výstupu deformací ve svislé ose z, byl na dně stavební jámy naměřen kladný posun v hodnotě 30,15 mm. Také bylo možné vypořizovat, že docházelo ke zvedání laviček jakožto horizontálních rovin, které byly ovlivněny změnou primární napjatosti.



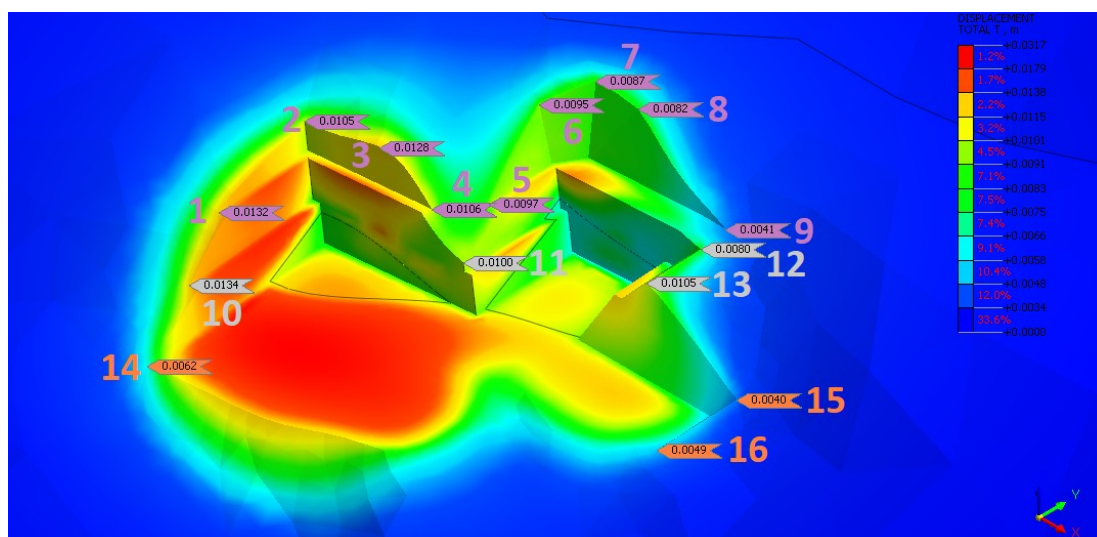
Obr. 23 Totální deformace na horninovém tělese vlivem odtěžení (Midas GTS NX)

V grafickém výstupu deformací v ose x byla nejvíce deformována boční stěna V1. Kombinace stříkaného betonu a zemních hřebíků tvořila dostatečně tuhý stabilizační systém, že dovolila zemnímu tlaku vychýlit stěnu stavební jámy o pouhých 3,3 mm.

Daleko zajímavější bylo posouzení posunů v ose y, které se projevilo na čelních stěnách V2 a V4. V místech tunelových trub, které nebyly zajištěny žádnými kotevními prvky, byly stěny deformovány proti směru osy y (směr do odtěženého prostoru) o téměř 10 mm. Naopak dno stavební jámy a přípoверхové stěny první etáže byly deformovány ve směru osy y (do svahu). Na neočekávaném vychýlení dna proti svahu mělo pravděpodobně vliv především jeho zvedání. Na deformaci přípoверхových čelních stěn se nejspíše podílela velikost předeprnutí kotev první etáže.

Ze všech grafických výstupů lze vyčíst, že k největším deformacím docházelo ve vrstvě sesuvného deluvia, tj. v zemině s nižší hodnotou modulu přetvárnosti, protože pískovcové a jílovco-pískovcové vrstvy zasahující do prostoru stavební jámy jsou z hlediska mechanických vlastností daleko tužší.

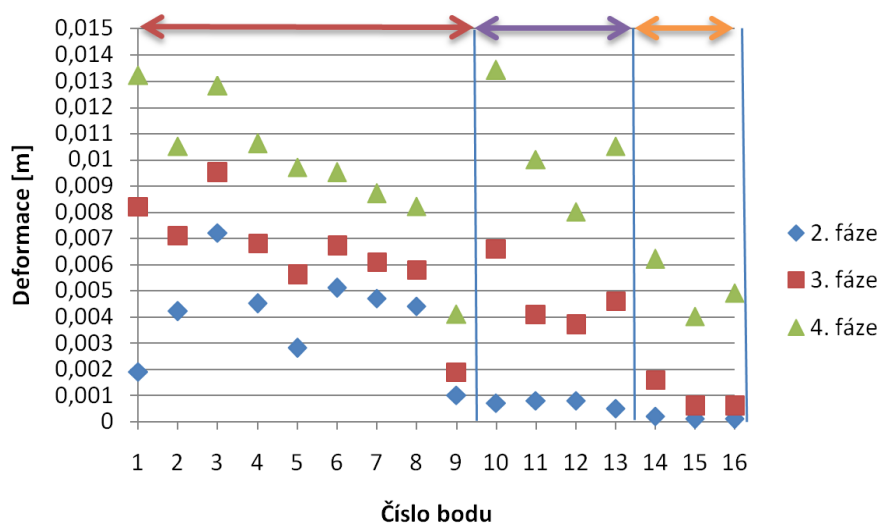
Pomocí nástroje *Probe* byly na okraji stavební jámy rozmístěny body sloužící k monitoringu přírůstku deformací vlivem postupného odtěžování zeminy (obr. 24). Vyjímaje první fáze, kde byly veškeré deformace vynulovány, byly výsledné hodnoty zaznamenány do tabulky a použity jako podklad pro graf (obr. 25).



Obr. 24 Lokalizace bodů monitorujících deformace ve stavební jámě (Midas GTS NX)

U bodů 1-9 se očekával největší nárůst deformací vlivem odtěžení první etáže, u bodů 10-13 vlivem druhé etáže a u zbývajících bodů vlivem třetí etáže, což také graf potvrdil - největší nárůst deformací mezi primárním stavem a první konstrukční fází byl naměřen v bodě 3, mezi první a druhou fází v bodě 10 (942 %) a mezi třetí a čtvrtou fází v bodě číslo 16

(816 %). U bodů 1 a 10, tj. bodů boční stěny V1, byly naměřeny maximální hodnoty totálních posunů ve čtvrté konstrukční fázi modelu – 13,2 mm a 13,4 mm.



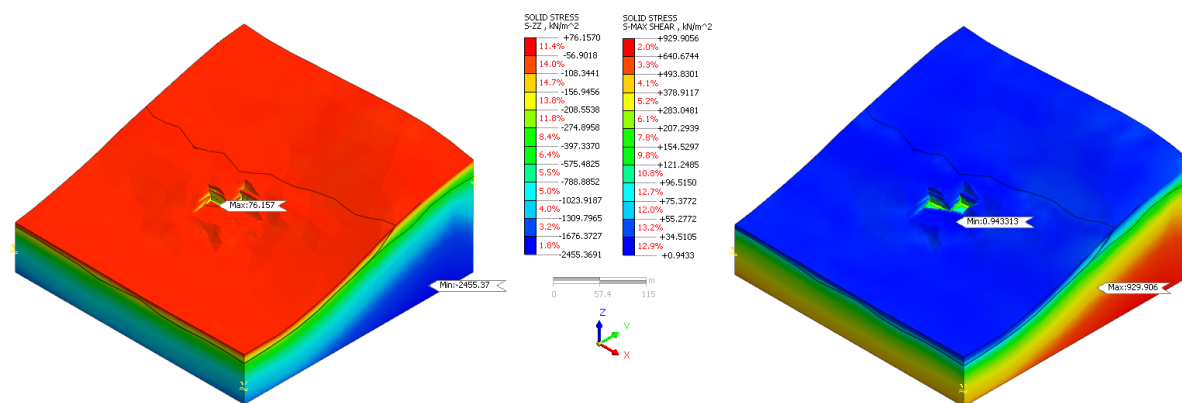
Obr. 25 Graf výsledných hodnot bodů monitorujících deformace ve stavební jámě

Ve výsledku konečná přetvoření nedosahovala příliš vysokých hodnot a na stabilitu stavební jámy by neměla mít markantní vliv.

4.13.2 Svislé a smykové napětí v horninovém tělese

Pro úplnost bylo vyhodnocení deformací ve stavební jámě doplněno výstupem svislého a smykového napětí v horninovém prostředí (obr. 26). Obrázek vlevo, znázorňující svislé napětí, poukazuje na obecný fakt, že s přibývajícím hloubkou roste i napětí, které dosáhlo maximální hodnoty 2455,37 kPa. V patách jámy a lavičkách se navíc toto napětí koncentrovalo.

Největší smykové napětí s hodnotou 929,906 kPa se nacházelo poblíž bodu, kde je koncentrováno maximální svislé napětí. Na obrázku vpravo lze vidět výrazný rozdíl v odstínu barvy na rozhraní podloží a sesuvného deluvia. To bylo způsobeno výrazným rozdílem v soudržnosti a úhlu vnitřního tření obou vrstev.



Obr. 26 Svislé a smykové napětí (Midas GTS NX)

4.13.3 Napětí ve stříkaném betonu

V další fázi analýzy výsledků bylo vyhodnoceno napětí na plošných prvcích typu *Shell*, čemuž v případě modelu východního portálu odpovídala pouze vrstva stříkaného betonu aplikovaného na ocelovou mřížovinu.

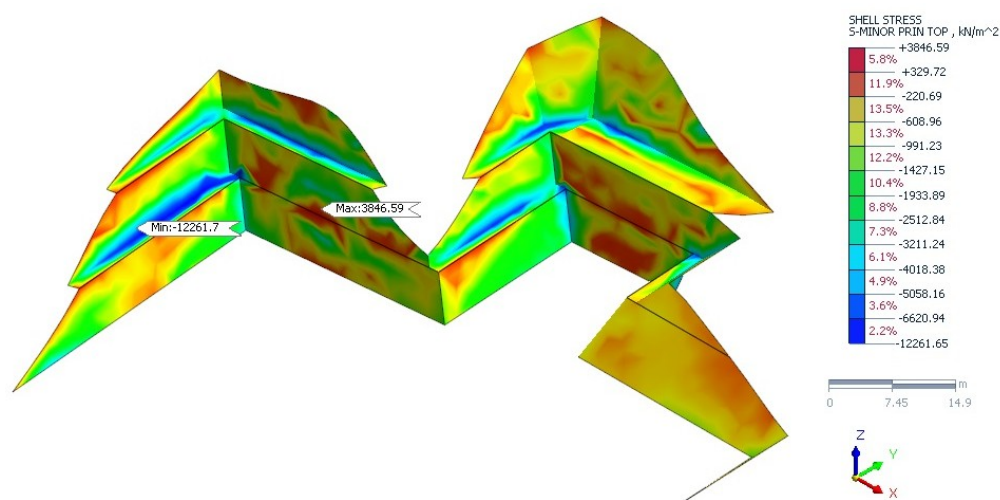
Program Midas GTS NX vyhodnocuje minimální záporné a maximální kladné hlavní napětí. V případě prvků typu *Shell* je dále napětí děleno podle jeho umístění v prvku - při spodním povrchu (BOT), svrchním povrchu (TOP) či v jeho středu (MID). V součtu se tedy jedná o šest napěťových stavů, u kterých bylo posouzeno napětí v tlaku (záporné hodnoty) a napětí v tahu (kladné hodnoty) a sumarizováno do následující tabulky.

Tab. 12 Hlavní napětí ve stříkaném betonu

Hlavní napětí	Maximální (major) [kN/m ²]			Minimální (minor) [kN/m ²]		
Umístění	BOT	MID	TOP	BOT	MID	TOP
Napětí v tlaku	3029,85	805,67	4826,01	7899,48	4321,35	12261,70
Napětí v tahu	11461,50	3638,53	8001,65	2349,40	282,147	3846,59

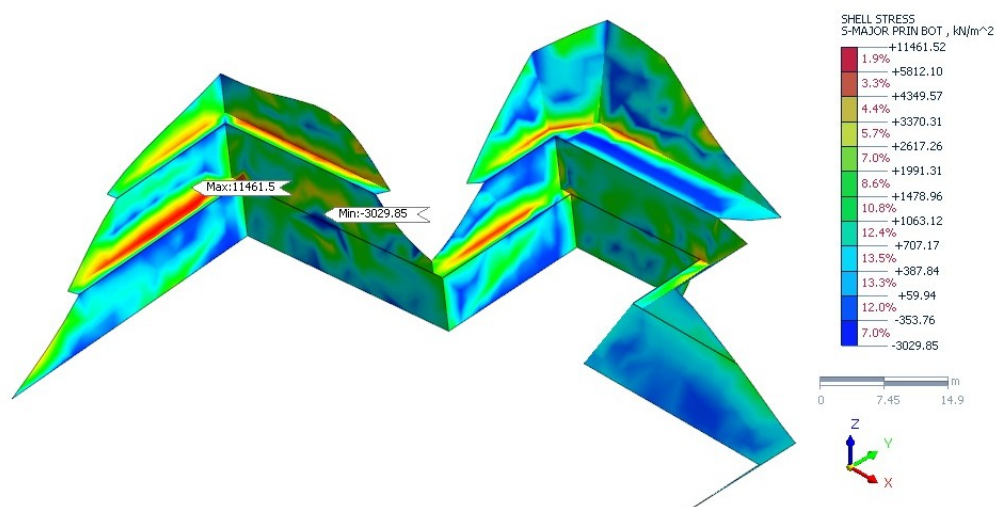
Z obr. 23 je patrné, že největší hlavní napětí v tlaku bylo koncentrováno převážně na hranách laviček a stěn stavební jámy, v místě největších svislých deformací. Maximální hodnota byla vypočtena pro bod na boční stěně V1. Jak je uvedeno v tab. 12, jedná se o hodnotu při svrchním povrchu daného prvku, která se rovná 12261,70 kPa. Nicméně pro ověření bylo nutné tuto hodnotu porovnat s návrhovou pevností betonu v tlaku, která je

pro třídu betonu C20/25 rovna $f_{cd} = 13\,330$ kPa. Porovnáním obou hodnot bylo možné prohlásit, že stříkaný beton na pevnost v tlaku vyhoví.



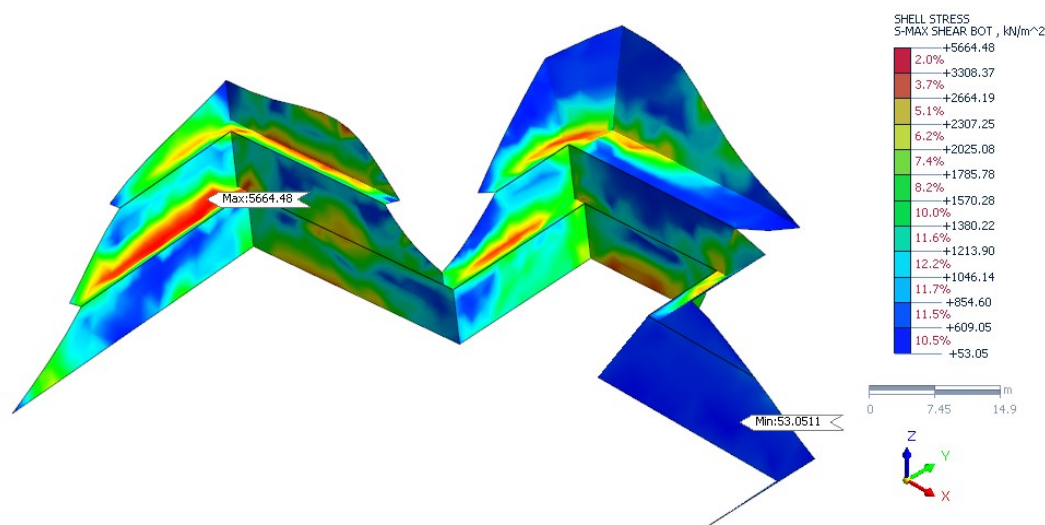
Obr. 27 Maximální tlakové napětí ve SB (Midas GTS NX)

Prostý beton má obecně daleko menší pevnost v tahu než v tlaku, proto se často kombinuje s železnou výztuží. Největší tahové napětí bylo s hodnotou 11461,70 kPa lokalizováno na hraně lavičky a boční stěny V1 v druhé etáži, tak jako při napětí v tlaku (obr. 27). Střední hodnota pevnosti v tahu betonu třídy C20/25 byla dle tabulek tříd pevnosti a mechanických vlastností prostého betonu stanovena na 2200 kPa. To, že posudek nevyhověl, je třeba brát s rezervou. Stříkaný beton je aplikován na ocelovou mřížovinu, která by tahové napětí přenesla. Navíc, jak je patrné z obr. 28, vysoká tahová napětí působila pouze lokálně na hranách laviček, které na celkovou stabilitu stavební jámy nemají přílišný vliv.



Obr. 28 Maximální tahové napětí ve SB (Midas GTS NX)

Maximální smykové napětí stříkaného betonu svou polohou odpovídalo předcházejícím případům tlakového resp. tahového napětí a dosáhlo hodnoty 5664,48 kPa (obr. 29).



Obr. 29 Maximální smykové napětí ve SB (Midas GTS NX)

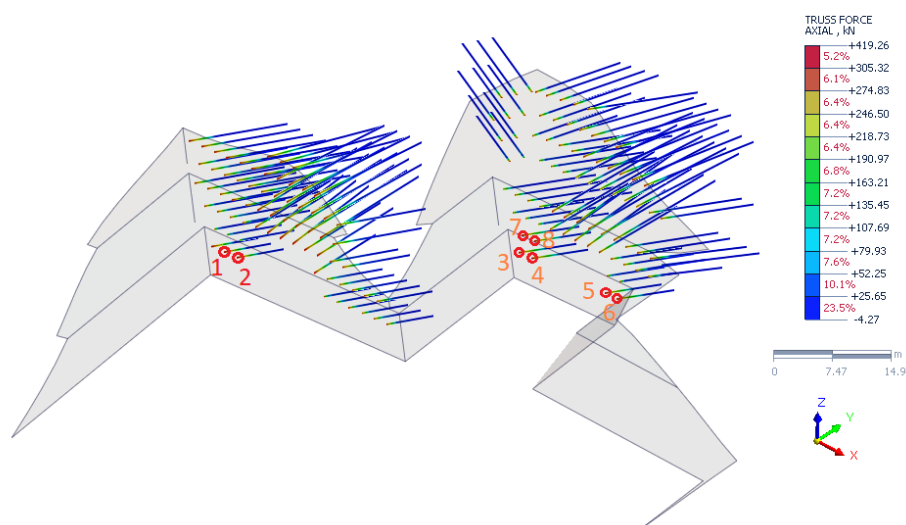
4.13.4 Vnitřní síly v kotevních prvcích

Dále byly vyhodnoceny vnitřní síly v pramencových kotvách a zemních hřebících, čili v jednoosých prvcích typu *Embedded truss*.

V případě pramencových kotev byly největší osově síly naměřeny na hlavách kotev spodních řad. Jedná se o kotvy s délkou 11 m, resp. 13 m. U JTT některé z nich mírně překročily stanovenou předpínací sílu 400 kN, u STT předpínací sílu 350 kN (obr. 30). Pro orientaci byly síly porovnané s tabulkovými hodnotami zatížení na mezi kluzu ($P_{0,1k}=707$ kN) a mezi pevnosti ($P_{tk}=797$ kN) pramencových kotev společnosti Freyssinet CS a.s. Jedná se o kotvy pevnosti 1570/1770 MPa s průřezovou plochou $A=450$ mm² [35]. V tab. 13 jsou pak vypsány vypočtené osově síly a přiřazeny k číslům kotev znázorněných na obr. 30.

Tab. 13 Osové síly v kotvách

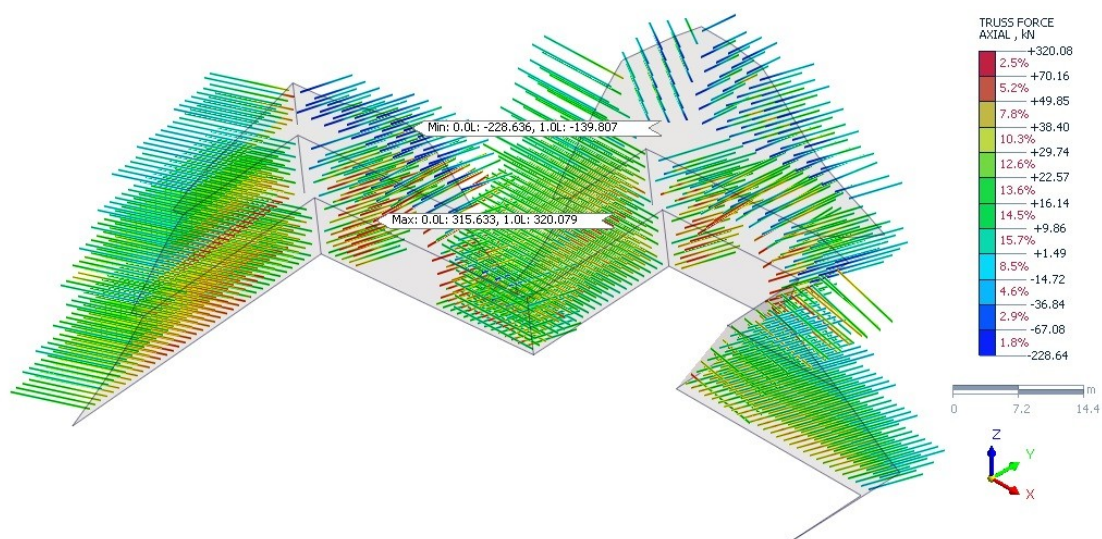
Číslo kotvy	Osová síla [kN]	Číslo kotvy	Osová síla [kN]
1	414,80	5	380,05
2	419,26	6	354,12
3	360,66	7	355,15
4	374,60	8	357,41



Obr. 30 Osové síly v kotvách (Midas GTS NX)

Největší kladné osové síly zemních hřebíků byly vyvozeny v druhé a třetí etáži stavební jámy. V zemním hřebíku při JTT byla zaznamenána maximální hodnota 320,08 kN a nejvíce se blížila tabulkou stanovenému zatížení na mezi kluzu ($F_y=402$ kN) a zatížení na mezi pevnosti ($F_t=442$ kN) publikovanému společností Freyssinet CS a.s. [35]. V ostatních kotevních prvcích nebyly osové síly tak vysoké. Nutno připomenout, že se jedná o prvek, jehož mechanické vlastnosti byly určeny na základě váženého průměru cementové zálivky a hřebíku, ne pouze o zemní hřebík.

Poněkud neočekávané se může zdát, že dle obr. 31 jsou v první etáži portálových stěn, popř. lokálně v druhé etáži, vyvozovány záporné osové síly. To však koresponduje s výsledky posunů v ose y, kde se stěny první etáže deformovaly do svahu stavební jámy, což vyvozovalo tahové síly na zemních hřebících. Důvodem tohoto chování může být předepnutí kotev a zvedání dna první etáže vlivem odtěžení.

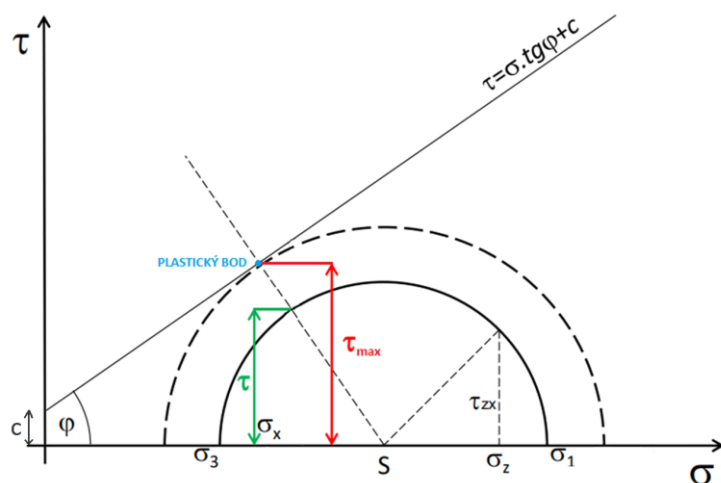


Obr. 31 Osové síly v zemních hřebících (Midas GTS NX)

4.13.5 Stabilita portálu

Jak bylo zmíněno v kapitole 4.12.2, celková stabilita východního portálu tunelu Prešov byla posouzena metodou redukce pevnostních parametrů (SRM). Na model byl pro srovnání aplikován výpočet původního stavu a stavu, kdy byla zemina odtěžena a svahy sanovány.

Jedním z výstupů této analýzy v programu Midas GTS NX je zobrazení oblasti zplastizování. Pro to je podstatné tzv. čerpání pevnosti zeminy, které je dáno poměrem aktuálního smykového napětí τ reprezentovaného Mohrovou kružnicí o určitém poloměru ke kritickému smykovému napětí τ_{\max} reprezentovanému Mohrovou kružnicí se shodným počátkem a o takovém poloměru, aby se kružnice dotýkala obalové čáry pevnosti. Pokud jsou smyková napětí stejná (jejich poměr je roven 1) a smyková pevnost je tím vyčerpána, v zemině dochází k plastickým přetvořením. Kontakt Mohrovy kružnice a obalové čáry pevnosti se nazývá plastický bod (obr. 32) [33].

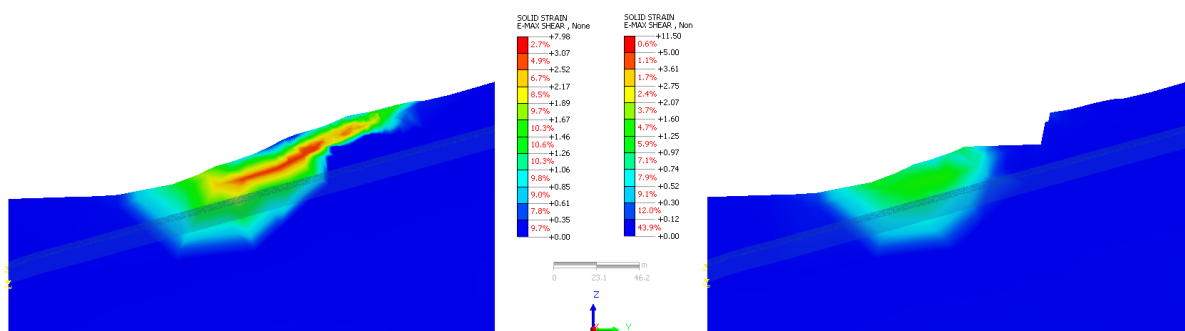


Obr. 32 Čerpání smykové pevnosti [42]

Většina plastických bodů (v programu Midas GTS NX značených červenou kružnicí), se ve čtvrté konstrukční fázi nejvíce soustřeďovala v sesuvném deluviu – na stěnách stavební jámy a na dílčím svahu situovaném pod odtěženou plochou. Ve výstupu byl znatelný také výskyt tahových trhlin (značených zelenou kružnicí).

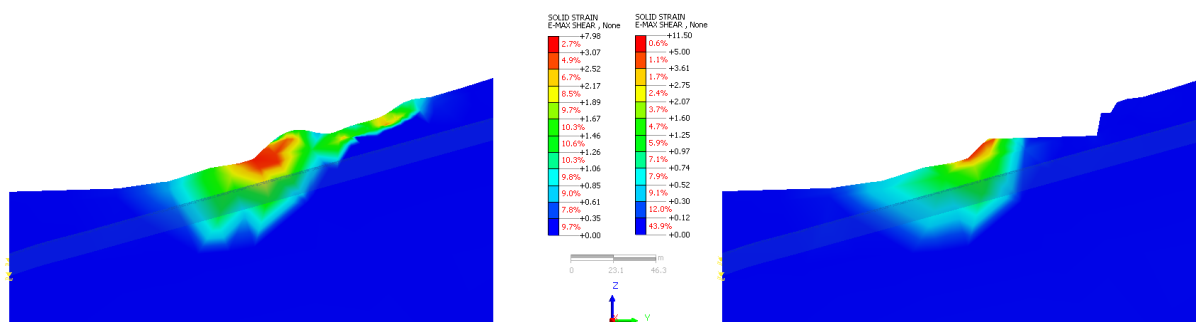
Dalším posudkem stability zájmového území byla maximální smyková přetvoření poskytující jakousi představu o lokalizaci smykových ploch. Pomocí nástroje *Clipping Plane* byly v modelu vytvořeny dva charakteristické řezy vedené osami tunelových trub.

Na obr. 33 je zobrazeno srovnání primárního stavu a čtvrté konstrukční fáze výstavby stavební jámy. Na podélném řezu vedeném původním terénem jsou znatelné zvýšené hodnoty smykových přetvoření, které vlivem odtěžení a především aktivace sanačních opatření z oblasti stavební jámy vymizely. Smyková přetvoření však byla nadále zjevná na svahu pod stavební jámou.



Obr. 33 Smyková přetvoření v ose JTT (Midas GTS NX)

Obr. 34 vykresluje maximální smyková přetvoření v ose severní tunelové trouby. Na rozdíl od situace výše, je terén v tomto řezu rozmanitější a maximální hodnoty se více koncentrovaly v místě strmého svahu nacházejícího se před oblastí portálu tunelu. Ani vlivem odlehčení koruny tohoto svahu způsobeného odtěžením zeminy se oblast maximálních hodnot smykových přetvoření ve svahu pod portálovou jámou neeliminovala. Nicméně středem zájmu byla spíše oblast východního portálu, která zásluhou vhodných opatření byla stabilní.



Obr. 34 Smyková přetvoření v ose STT (Midas GTS NX)

Z celkového posouzení připortálového území, ne pouze charakteristických řezů, se dá konstatovat, že největší smyková přetvoření byla viditelná pouze lokálně na několika místech – za stěnou V7, na svahu před portálovou oblastí a za stěnou V1. Na posledně zmíněném místě se nachází také inklinometrický vrt INK/WL-6, který při povrchu zaznamenal největší pohyby zeminy. Ve vrtech INK/WL-5 a INK/WL-7 realizovaných za portálovou stěnou V4 je znatelný odeznívající vliv dosahu smykové plochy, který se projevil úbytkem hodnot horizontálních posunů. Celková hloubka potenciálních smykových ploch nebyla příliš velká, což také korespondovalo s výsledky inklinometrického monitoringu.

Posledním zhodnocením stability portálového území bylo stanovení stupně stability. Prostřednictvím analýzy SRM byla pro situaci před započnutím realizace výstavby východního portálu vypočtena konečná hodnota FOS 1,98. Pro situaci po dokončení hloubení a sanačních prací byl FOS stanoven na hodnotu 2,05. Nutno připomenout, že vlivem přesunutí výpočtů smykové plochy z oblasti, která se nenachází v blízkosti stavební jámy, bylo dosaženo vyššího stupně stability. Kritická smyková plocha se v předcházejících výpočtech nacházela ve vrstvě deluviálních jíílů a kamenito-jíílovitých sutí.

5. Variantní návrh zajištění stavební jámy s využitím modelového výpočtu

Z vyhodnocení výsledků současného stavu stavební jámy je patrné, že navržená konstrukce je stabilní a bezpečně odolává zemním tlakům. Problém nastává pouze u zvedání dna a svahových laviček vlivem odtěžení zeminy.

Cílem variantního návrhu stabilizace východního portálu je tedy omezit svislé deformace na lavičkách bočních stěn a redukovat počet kotevních prvků, čímž dojde k zvýšení deformací stěn jámy a snížení spotřeby materiálu i ekonomických nákladů.

5.1 Změny oproti původnímu návrhu

Před zodpovězením otázky jaké prvky byly ve variantním modelu změněny k dosažení větších deformací, je třeba shrnout, co na modelu bylo ponecháno beze změny.

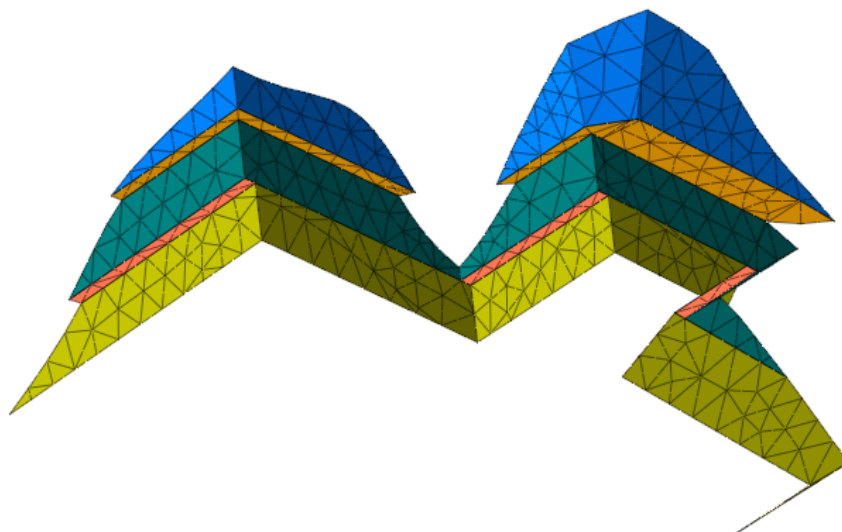
V podstatě původní zůstal pouze model bez stabilizačních opatření, tzn. průběh geologických vrstev a geometrie stavební jámy nedocílila žádných změn. To samé platí i o použitých geotechnických parametrech a hladině podzemní vody.

5.1.1 Stříkaný beton

U prvku *Shell*, charakterizující stříkaný beton, bylo primárním cílem snížit napětí ve svahových lavičkách. Jako jedno z možných řešení se jevílo generovat tyto prvky nezávisle na stěnách stavební jámy a přiřadit jim samostatnou konstrukční fázi. Význam tohoto kroku spočíval v tom, že v druhé konstrukční fázi byla zemina odtěžena po úroveň první lavičky a vrstva stříkaného betonu byla aktivována až v následující fázi, díky čemuž nebyla ovlivňována zvedáním dna stavební jámy.

Dalším krokem bylo lépe využít pevnosti betonu aplikovaného na stěny stavební jámy. V původním návrhu bylo v místě JTT zaznamenáno maximální napětí 8000 kPa, přičemž návrhová pevnost v tlaku betonu třídy C20/25 je 13330 MPa. Využitelnost je cca 60%. Proto

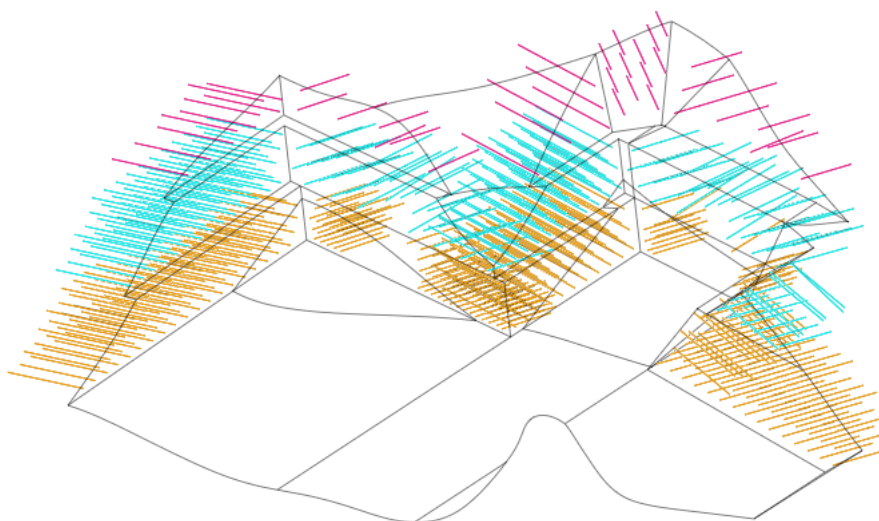
byla celková tloušťka stříkaného betonu první etáže snížena na 10 cm a druhé a třetí etáže na 15 cm.



Obr. 35 Alternativní řešení stříkaného betonu (Midas GTS NX)

5.1.2 Zemní hřebíky

Největší změny proběhly v modelování zemních hřebíků, kde byl jejich počet zredukován na polovinu, v první etáži dokonce na čtvrtinu. To mělo přinést zvýšení deformací stěn výkopu. Původní počet byl zachován pouze u kotevních prvků třetí etáže portálových stěn.



Obr. 36 Alternativní řešení zemních hřebíků (Midas GTS NX)

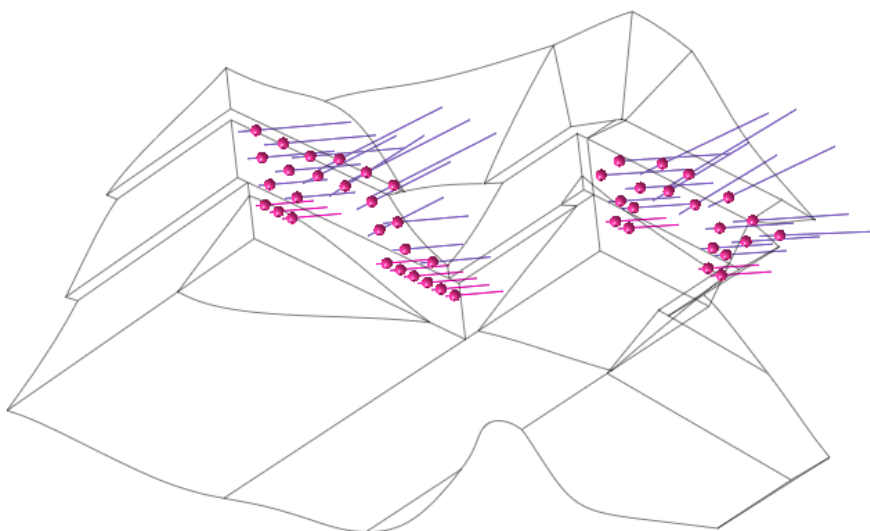
Upraven byl také jmenovitý průměr těchto prvků, který ve variantním návrhu odpovídal 20 mm. Tato změna s sebou přinesla i nezbytný přepočítání ekvivalentních hodnot na principu váženého průměru, neboť zemní hřebík je v interakci s cementovou zálivkou. V bezprostředním okolí tunelových trub, kde byla na prvcích zaznamenána největší osová síla, zůstaly parametry nezměněny.

Tab. 14 Ekvivalentní hodnoty pro zemní hřebíky alternativního návrhu

Parametry	Zemní hřebíky	Cementová směs	Ekvivalentní hodnoty
A [m ²]	$3,14 \times 10^{-4}$	$75,39 \times 10^{-4}$	$78,54 \times 10^{-4}$
E [GPa]	210	28	35,76
γ [kN.m ⁻³]	78,50	21	23,45
ν [-]	0,30	0,22	0,22

5.1.3 Zemní kotvy

V případě zemních kotev se přistoupilo k zachování původních parametrů i rozměrů, tzn. tří pramencových kotev s průměrem jednoho pramence 15,7 mm. Došlo pouze k redukci jejich počtu v první a druhé etáži. Za účelem omezení deformací do svahu v první etáži se vytvořila modelová situace s úplným zanedbáním kotev v této oblasti.



Obr. 37 Alternativní řešení pramencových kotev (Midas GTS NX)

Také byla snížena síla předepnutí z původních 400 kN na 300 kN u kotev JTT a u kotev STT z 350 kN na 250 kN, což je v obou případech 60 % kapacity zkušební síly. Tento krok by měl přinést jednak snížení síly v kotvách a inkrement deformací stěn zářezů, ale také omezení zatlačování zemních hřebíků do svahu při okraji stavební jámy.

5.1.4 Konstrukční fáze

Jak již bylo zmíněno v kapitole 5.1.1, drobná úprava nastala i v rozfázování konstrukce. Doplněny byly takzvané mezifáze, v kterých byly aktivovány prvky stříkaného betonu na lavičkách stavební jámy.

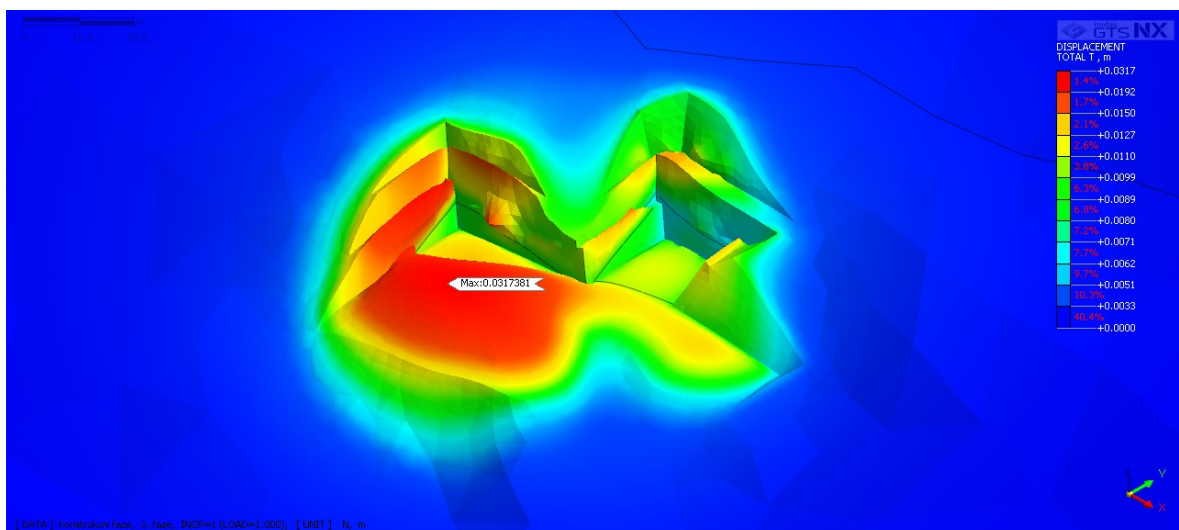
5.2 Vyhodnocení výsledků

Následující kapitola pojednává o tom, zda provedené změny měly vliv na napěťo-deformační stav řešené konstrukce. Předmětem zájmu byla převážně poslední konstrukční fáze, kde byla zemina odtěžena až na dno stavební jámy.

V případě analýzy stability svahu bylo primární zjistit, zda výrazné redukování počtu a oslabování průřezu zemních hřebíků, popř. zmenšování tloušťky stříkaného betonu, mělo vliv na výsledný stupeň stability.

5.2.1 Deformace v horninovém tělese

Jak je vidno z obrázku totálních deformací (obr. 38), provedené restriktce nesehrály výraznou roli ve zvedání dna a svahových laviček způsobené změnou primární napjatosti. Na dně jámy byl vypočten vertikální posun v hodnotě 30,19 mm.



Obr. 38 Totální deformace na deformovaném modelu (Midas GTS NX)

Tak jako tomu bylo v případě původního návrhu, největší deformace v ose x byly vypočítány na stěně V1, kde byla naměřena zvýšená hodnota 4,7 mm. Nicméně bylo znatelné, že i v případě zbylých bočních stěn, měly provedené změny vliv na velikost posunů v této ose.

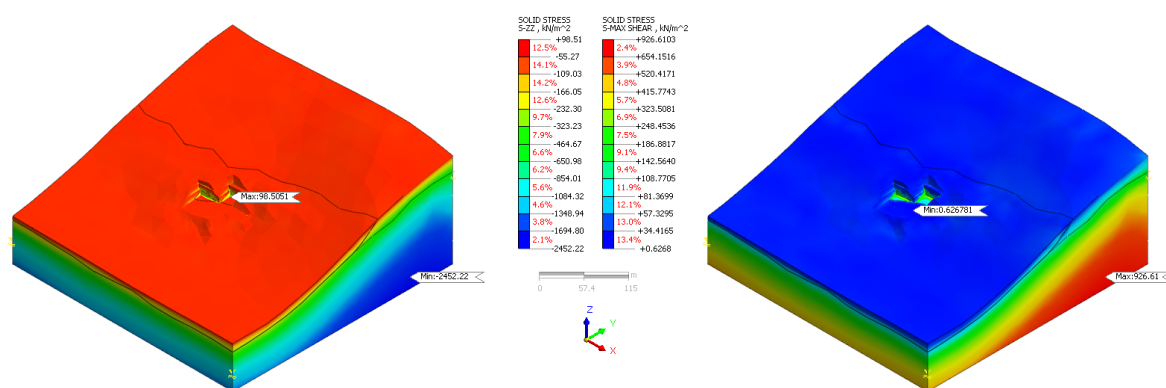
V případě vyhodnocení deformací v ose y došlo k značnému rozdílu v barevné škále na čelních stěnách V2 a V4 oproti původnímu návrhu. Absence předepnutých kotev a výrazné snížení počtu hřebíků v první etáži umožňovaly portálovým stěnám se v této oblasti vychýlit ve směru svahu, což bylo v grafickém výstupu značeno modrou barvou. Největší posun proti směru osy y (do odtěženého prostoru) byl naměřen v nevyztuženém prostoru tunelových trub, jasně rozpoznatelném na obr. 38 zobrazujícím deformovaný model. Jeho hodnota činila 15,6 mm. Dno stavební jámy a lavička portálové stěny V4 byly vlivem zvedání deformovány ve směru osy y (proti stěnám stavební jámy).

Pomocí nástroje *Probe* byly na okraji stavební jámy rozmístěny body o stejných souřadnicích měřící přírůstek deformací vlivem postupného odtěžování zeminy. Znázornění do grafu bylo v podstatě bezpředmětné. Největší nárůst deformací a také maximální posuny byly vypočteny pro stejné body jako v původním návrhu, v bodě 1 byla hodnota rovna 12,0 mm a v bodě 10 odpovídala 12,4 mm. Převážně však byly zaznamenány deformace menší. Dalo se předpokládat, že za tímto zjištěním stálo nejspíše snížení předpínací síly kotev při hranách stavební jámy, které zeminu tlačily do svahu.

5.2.2 Svislé a smykové napětí v horninovém tělese

Další z posuzovaných výstupů alternativního modelu v programu Midas GTS NX bylo svislé a smykové napětí v horninovém prostředí (obr. 39). Na obrázku vlevo dosáhlo svislé napětí maximální hodnoty 2452,22 kPa.

Největší smykové napětí s hodnotou 926,61 kPa bylo vypočteno ve stejném uzlu jako maximální svislé napětí. Protože parametry zemin, resp. hornin zůstaly nezměněny, na obrázku vpravo je opět znatelný výrazný rozdíl v odstínu barvy na rozhraní dvou vrstev.



Obr. 39 Svislé a smykové napětí v alternativním modelu (Midas GTS NX)

5.2.3 Napětí ve stříkaném betonu

V další fázi analýzy výsledků alternativního návrhu bylo vyhodnoceno napětí ve stříkaném betonu. Opět bylo srovnáno šest napěťových stavů a vybráno maximální napětí v tlaku a v tahu (tab. 15).

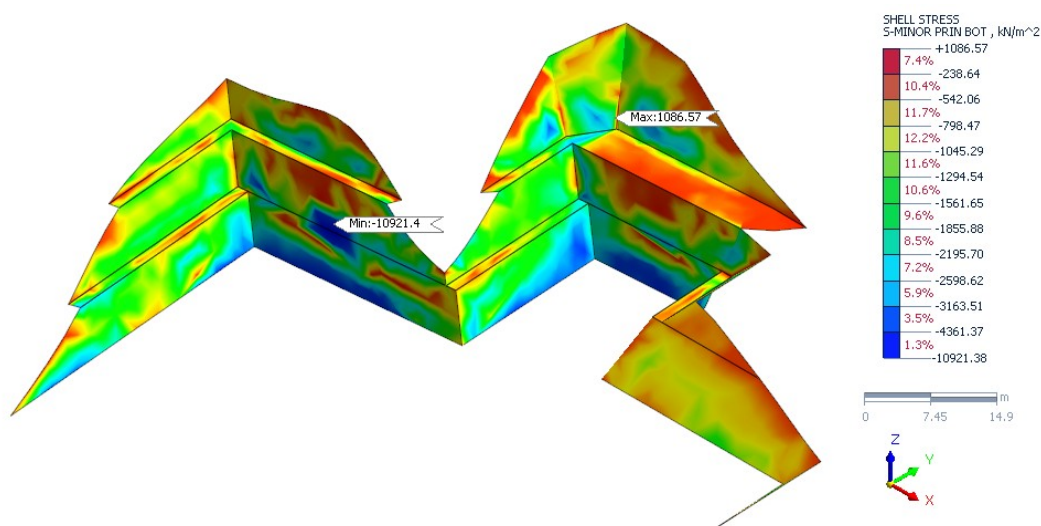
Tab. 15 Hlavní napětí ve stříkaném betonu alternativního návrhu

Hlavní napětí	Maximální (major) [kN/m ²]			Minimální (minor) [kN/m ²]		
Umístění	BOT	MID	TOP	BOT	MID	TOP
Napětí v tlaku	5534,18	1153,01	1523,95	10921,4	4469,36	8141,54
Napětí v tahu	6144,63	3752,57	10347,20	1086,57	326,19	6109,93

Z obr. 40 lze vypořadovat, že vytvoření samostatné fáze pro zastříkání svahových laviček betonem, mělo výrazný vliv na snížení napětí v těchto prvcích. Maximální napětí bylo

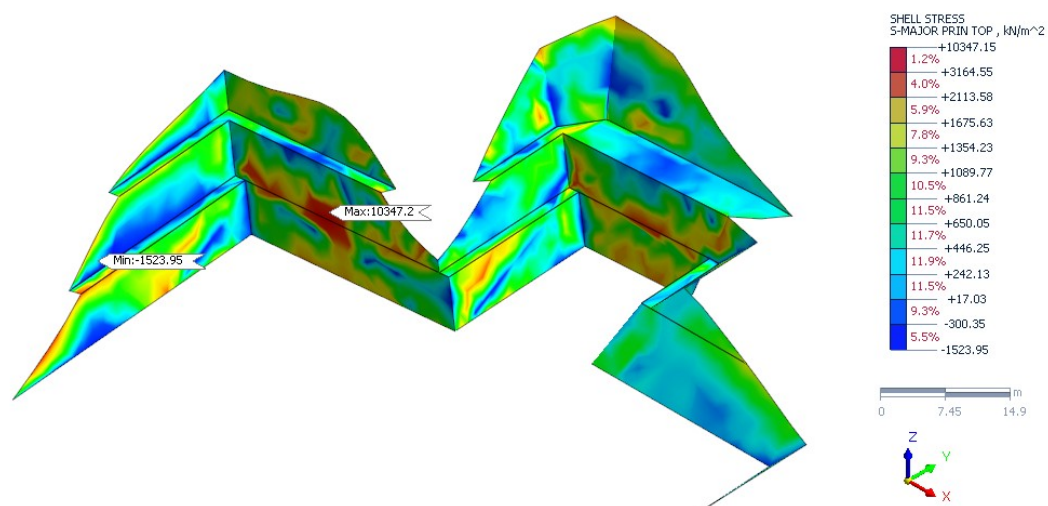
v alternativním modelu koncentrováno v místě největších záporných deformací v ose y, tzn. v nevyztužené oblasti jižní tunelové trouby. Z obrázku si je možné také uvědomit, jak mělo předepnutí kotev vliv na ohýbání vláken betonu, viz červená linie ve třetí etáži stavební jámy.

Největší hodnota pro napětí betonu v tlaku byla vypočtena pro bod při spodním povrchu prvku a odpovídala 10921,40 kPa. Jednalo se tak o přírůstek téměř 3000 kPa oproti původnímu modelu. Jelikož ve variantním návrhu stříkaného betonu došlo pouze k redukci jeho tloušťky a ne jeho pevnostní třídy, pro úspěšné posouzení únosnosti betonu na tlak bylo nutné, aby výsledná hodnota byla menší než návrhová pevnost betonu v tlaku pro třídu C20/25, která se rovná 13 330 kPa. Po srovnání obou hodnot bylo možné prohlásit, že stříkaný beton na tlak vyhoví s využitelností pevnosti cca 82 %.



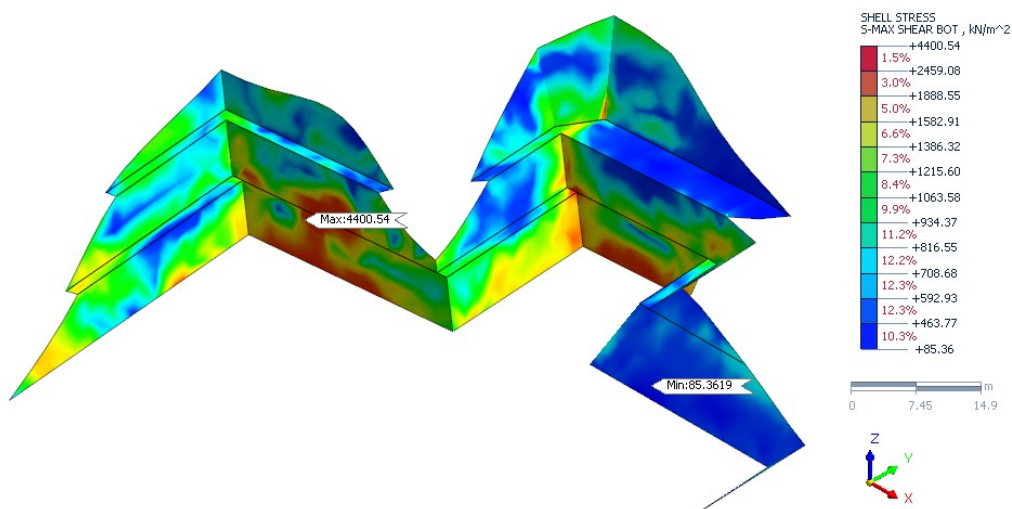
Obr. 40 Maximální tlakové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)

Největší tahové napětí bylo s hodnotou 10347,20 kPa vyvozeno ve stejném bodě jako při napětí v tlaku (obr. 41), tj. při svrchním povrchu daného prvku. Tato hodnota výrazně přesáhla střední hodnotu pevnosti v tahu pro beton třídy C20/25. Pro zamezení porušení betonu vlivem vysokého napětí přesahujícího jeho únosnost, byl nástřik betonu prováděn na dvojistou kari síť.



Obr. 41 Maximální tahové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)

Vyhodnocení napětí v tlaku a tahu stříkaného betonu bylo pro úplnost doplněno grafickým výstupem smykového napětí. Maximální hodnoty 4400,54 kPa bylo dosaženo při spodním okraji prvku a svou polohou odpovídalo předcházejícím případům (obr. 42).



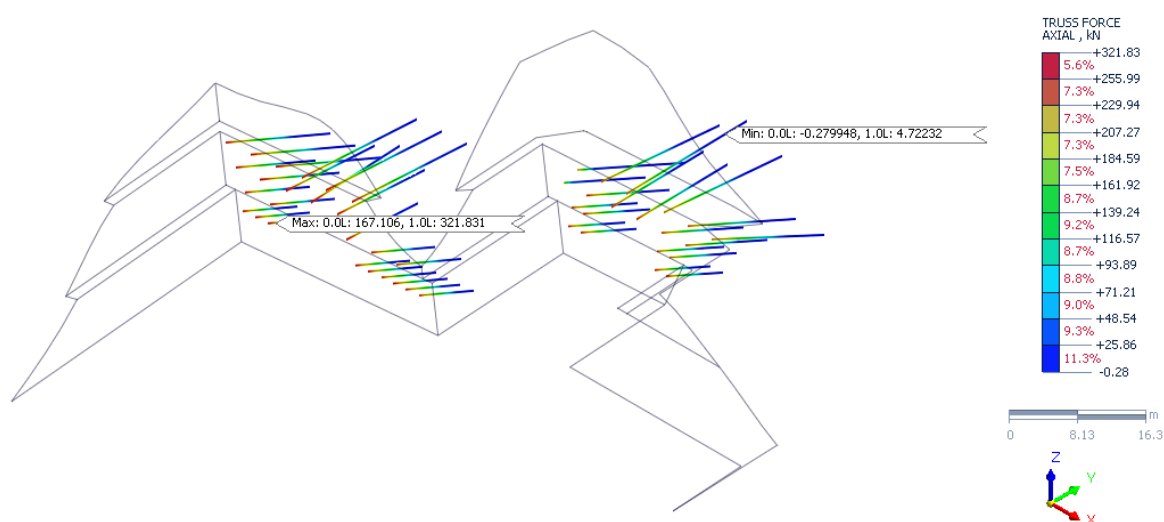
Obr. 42 Maximální smykové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)

5.2.4 Vnitřní síly v kotevních prvcích

V další fázi vyhodnocení výsledků alternativního návrhu bylo posouzeno, jak změny v parametrech kotevních prvků ovlivnily výsledné osově síly.

Obdobně jako u původního návrhu byly největší osově síly pramencových kotev vypočteny pro kotvy spodních řad. Vlivem snížení velikosti předepnutí, které mělo zaručit větší deformace na stěnách stavební jámy, byly i výsledné osově síly daleko menší. Proto jakékoliv srovnání s původním návrhem postrádalo smysl. Největší síla byla vyvozena u kotvy v poslední řadě portálové stěny V2 a velikost předepnutí přesáhla o téměř 22 kN.

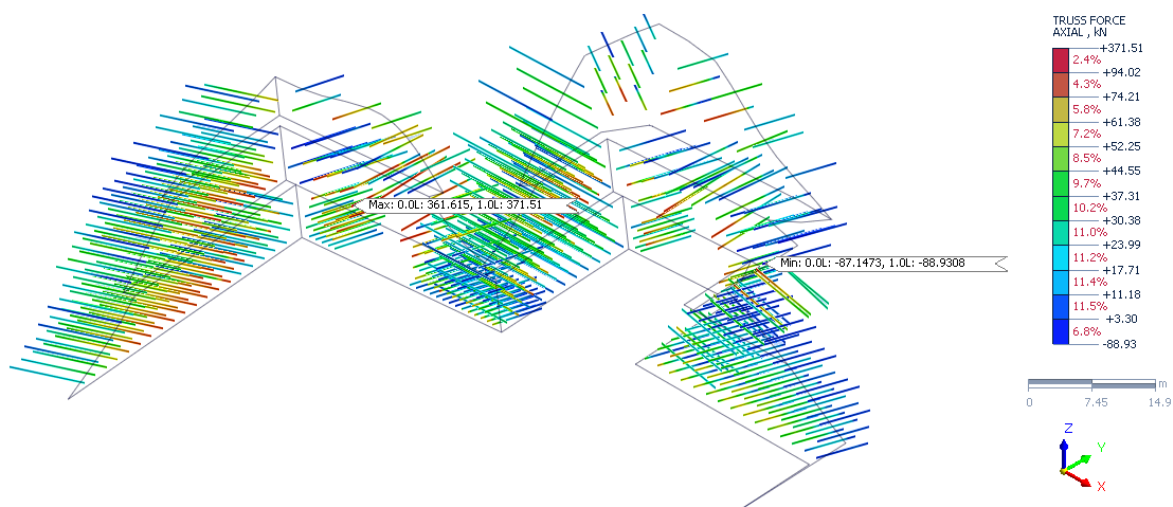
Maximální osová síla ($F=321$ kN) byla porovnána s tabulkovými hodnotami zatížení na mezi kluzu ($P_{0,1k}=707$ kN) a mezi pevnosti ($P_{tk}=797$ kN) pramencových kotev společnosti Freyssinet CS a.s. [35]. Ve výsledku lze prohlásit, že navržené kotvy vyhověly.



Obr. 43 Osově síly v kotvách alternativního návrhu (Midas GTS NX)

V případě zemních hřebíků byla zaznamenána maximální hodnota osově síly 371,51 kN v druhé etáži v blízkosti nevyztuženého prostoru tunelové trouby. Jednalo se o zemní hřebík, jehož parametry byly zachovány, protože se zde očekávaly největší deformace a osově namáhání. Tato hodnota se nejvíce blížila tabulkou stanovenému zatížení na mezi kluzu ($F_y=402$ kN) a zatížení na mezi pevnosti ($F_t=442$ kN) publikovaném společností Freyssinet CS a.s. [35]. Na ostatních kotevních prvcích byl znatelný přírůstek osově síly vzniklý oslabením průřezu hřebíku, výrazným redukováním počtu hřebíků a zvýšením deformací stěn stavební jámy.

Dle obr. 44 bylo také znatelné, že úbytek hřebíků a absence předepnutých kotev v první etáži, přispěly k omezení tahových sil na zemních hřebících. Toto chování souviselo s průběhem deformací v ose y.



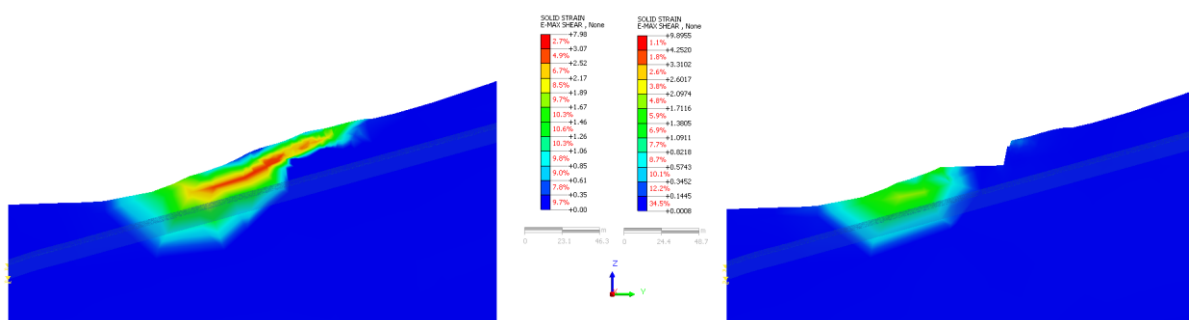
Obr. 44 Osové síly v zemních hřebících alternativního návrhu (Midas GTS NX)

5.2.5 Stabilita portálu

Celková stabilita alternativního modelu východního portálu tunelu Prešov byla posuzována metodou redukce pevnostních parametrů (SRM). Nastavení výpočtu korespondovalo se čtvrtou, resp. šestou fází nebudou-li opomenuty mezifáze, kdy došlo k aktivaci stříkaného betonu na svahových lavičkách.

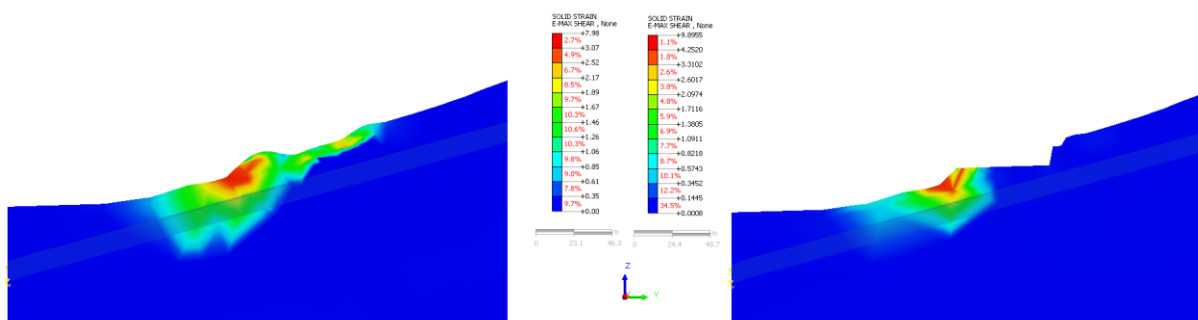
Jedním z nejdůležitějších posudků stability řešeného projektu byla maximální smyková přetvoření. Tak jako v případě původního návrhu byly výsledky šesté konstrukční fáze srovnány s primárním stavem a zobrazeny ve dvou podélných řezech tunelových trub na obr. 45 a obr. 46.

Průběh smykových přetvoření byl ve srovnání s původním návrhem víceméně totožný, viz obr. 45. Maximální hodnoty se koncentrovaly v oblasti dílčího svahu pod stavební jámou a úmyslné zvyšování deformací vzniklé redukcí parametrů a počtu sanačních opatření v podstatě nesehrálo významnější roli. Za povšimnutí stojí pouze nevýrazná světle modrá oblast ve svahu nad hranou první etáže stavební jámy, kde docházelo k vzniku smykových přetvoření.



Obr. 45 Smyková přetvoření v ose JTT alternativního návrhu (Midas GTS NX)

Situace v ose STT by se dala popsat obdobně. Smyková plocha se vytvořila v oblasti pod stavební jámou východního portálu a strmé svahy stavební jámy vzniklé hloubením byly i po značné restrikci stabilizačních opatření vysoce stabilní.



Obr. 46 Smyková přetvoření v ose STT alternativního návrhu (Midas GTS NX)

Výsledný stupeň stability dosáhl v kritickém svahu pod oblastí východního portálu stejné hodnoty 2,05 jako v případě původního návrhu. Mimo tento svah se smykové plochy vyvíjely i za stěnou V1 a V7. Je však zřejmé, že veškeré provedené změny v alternativním modelu nebyly dostačující pro to, aby výsledný stupeň stability dosáhl menší hodnoty právě v těchto oblastech.

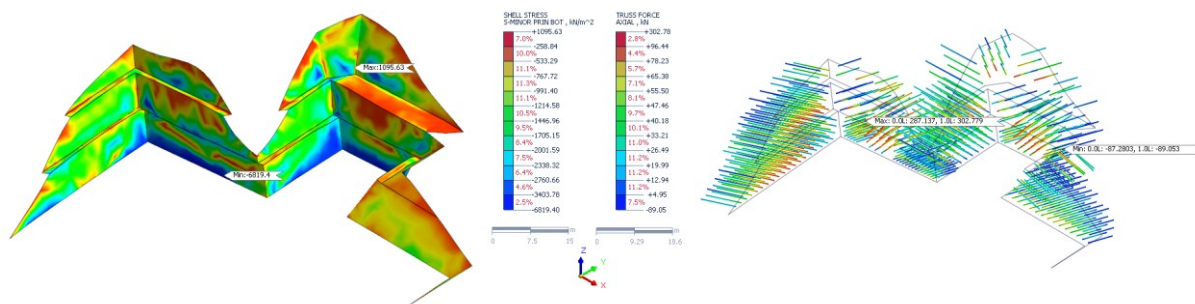
6. Porovnání současného a variantního návrhu stabilizace konstrukce

Modelováním stavební jámy východního portálu tunelu Prešov na současné zajištění stability se potvrdilo, že navržená masivní konstrukce odolává účinkům zatížení. Výsledný stupeň stability je roven 2,05. Jedná se však o oblast před portálem tunelu, která z hlediska posouzení není natolik podstatná jako oblast za portálem.

Protože výsledné posuny na stěnách stavební jámy dosahovaly nepatrných hodnot a maximální napětí ve stříkaném betonu bylo neplánovaně koncentrováno na svahových lavičkách, nikoliv na nevyztužených čelbách tunelů, v alternativním návrhu bylo provedeno výrazné snížení počtu kotevních prvků a oslabení jejich průřezu, zanedbání předepnutých kotev v první etáži, ale také oslabení tloušťky stříkaného betonu.

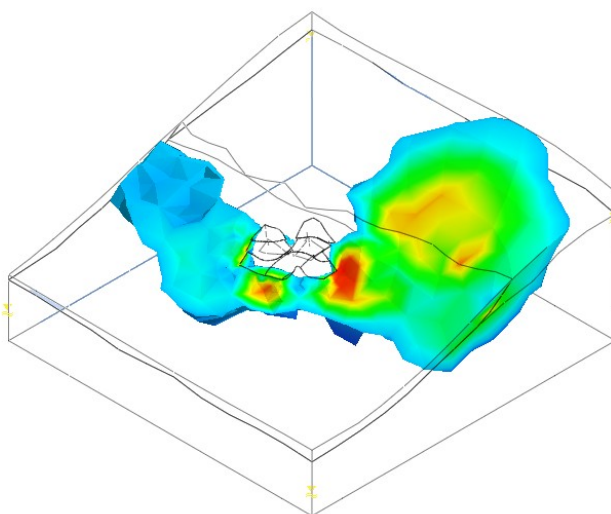
Tyto změny, společně s rozdílným fázováním průběhu výstavby konstrukce, kdy se vrstvám stříkaného betonu na svahových lavičkách přiřadily samostatné konstrukční fáze, vedly k mírnému zvětšení deformací stěn stavební jámy. Podstatné bylo, že stěny první etáže se již přirozeně deformovaly do odtěženého prostoru, za což pravděpodobně mohla absence předepnutých kotev v této oblasti.

Došlo také k zvýšení napětí v tlaku stříkaného betonu v nevyztužených čelbách, kde byla pevnost betonu využita z 82 %, což je přírůstek 22 % oproti původnímu návrhu. S tím souvisí i osově namáhání kotevních prvků, které bylo právě v těchto místech nejkritičtější. To by se v případě vyšších zemních tlaků mohlo jevit jako zásadní problém. Určitým řešením bylo aktivovat dočasné kotevní prvky zajišťující čelbu tunelu ve fázi ražby již v průběhu hloubení stavební jámy. Ve snaze ověřit tuto domněnku, byly v softwaru Midas GTS NX zahrnuty do výpočtů IBO kotvy ϕ 32 mm a délky 9 m. Z výsledků bylo patrné, že aktivace těchto prvků vedla k snížení napětí v tlaku stříkaného betonu a snížení osově síly v přilehlých kotevních prvcích (obr. 47).



Obr. 47 Vliv aktivace IBO kotev na příslušné veličiny (Midas GTS NX)

Navržené změny v zajištění stabilizace svahované konstrukce však nepřinesly žádné změny v celkové stabilitě ovlivněného území. Konstrukce je natolik stabilní, že v oblasti nad první etáží stavební jámy docházelo k minimálnímu smykovému přetvoření. Pro přehlednější zobrazení potenciálních smykových ploch byla v alternativním návrhu provedena také analýza stability svahu bez změny materiálového modelu na kritických plochách ve vrstvě deluviálních jílu a kamenito-jílovitých sutí. Na obr. 48 jsou pak zobrazena smyková přetvoření, jejichž rozsah je omezen určitou minimální hodnotou.



Obr. 48 Smyková přetvoření s nastavením filtrování hodnot (Midas GTS NX)

Porovnáním původního a variantního modelu východního portálu tunelu Prešov v softwaru Midas GTS NX, lze konstatovat, že původní návrh poskytuje dostatečné zajištění stability stavební jámy prostřednictvím zemních hřebíků, kotev a vrstvy stříkaného betonu a variantní návrh, ve snaze redukovat navržená opatření a tím i ekonomické náklady, je rovněž vhodným řešením stabilizace portálu.

7. Závěr

Diplomová práce se zabývá posouzením stability stavební jámy východního portálu tunelu Prešov. Cílem bylo analyzovat návrh současného zajištění odpovídající projektové dokumentaci a výsledkům inženýrskogeologického průzkumu dané lokality a porovnat ho s vlastním variantním návrhem, který se od původního řešení odvíjel.

Podstatným krokem pro správnou analýzu řešeného problému bylo sjednotit veškeré zdroje popisující oblast východního portálu a sumarizovat je v úvodní části diplomové práce. Jednalo se především o odborné články, výkresovou dokumentaci a technické zprávy společností spolupracujících na daném projektu.

Dále se přistoupilo k vytvoření modelové situace na principu metody konečných prvků. Zvoleným programem pro tyto účely byl Midas GTS NX. Při vytváření geologického prostředí bylo podstatné relativně přesně vystihnout povrch terénu pomocí dostupných vrstevnic a hraniční plochy, kopírující průběh jednotlivých geologických vrstev, pomocí podélných a příčných řezů. K tomu do jisté míry přispěl program AutoCAD. Tento software byl využit i pro potřeby vykreslení geometrie stavební jámy dle vytyčovacího výkresu a kotevních prvků dle výkresů zajištění portálových a bočních stěn.

Importem souboru .dxf, jakožto výstupu programu AutoCAD, do softwaru Midas GTS NX a použitím vhodných nástrojů a doplňků byl vytvořen trojrozměrný model zájmové oblasti. Z tohoto modelu byla následně generována síť složená z prvků variabilních rozměrů, kterým se přiřadily materiálové modely a vstupní parametry.

Celková analýza probíhala pomocí dvou numerických výpočtů. Výpočtová metoda konstrukčních fází simulovala průběh výstavby stavební jámy a jejím výsledkem byl napěťo-deformační stav. Výsledkem metody stability svahu bylo celkové posouzení stability oblasti východního portálu.

U modelu, vytvořeném na základě původního návrhu, byly zjištěny relativně malé deformace na stěnách stavební jámy. Naopak docházelo k poměrně značnému zvedání dna jámy a svahových laviček, což vytvářelo ve vrstvě stříkaného betonu přírůstek napětí. Na základě porovnání vznikajících tlakových napětí s pevností betonu v tlaku, stříkaný beton

vyhověl s určitou rezervou. Vznikající tahová napětí budou přenášena dvojitou kari sítí. V případě kotevních prvků byly maximální hodnoty osových sil dosaženy u prvků v blízkosti nevyztužených čeleb tunelových trub. Dosažené síly byly menší než tabulkové hodnoty zatížení na mezi kluzu, resp. pevnosti. Provedením analýzy stability byla zjištěna hodnota $FOS=2,05$ odpovídající smykové ploše na svahu pod stavební jámou.

Cílem alternativního návrhu zajištění stability stavební jámy bylo snížení počtu kotevních prvků, popř. oslabení jejich průřezu, vytvoření samostatných konstrukčních fází pro vrstvy stříkaného betonu na svahových lavičkách, snížení tloušťky stříkaného betonu a zmenšení předpínací síly na pramencových kotvách. Tyto změny vedly k nepatrnému zvětšení výsledných deformací, ale především k omezení deformací do svahu způsobených předepnutím kotev první etáže. Ve stříkaném betonu došlo k poklesu napětí na svahových lavičkách a k nárůstu v nevyztužené oblasti portálové stěny V2. I přesto byla pevnost betonu v tlaku vyšší než výsledná napětí. Změny ve variantním řešení se však neprojevily na výsledném stupni stability a konečná hodnota příslušela stejnému dílčímu svahu jako v situaci předchozí.

Porovnáním obou modelů bylo zjištěno v jaké míře změny v zajištění stability, ale také v konstrukčních fázích, ovlivňují celý výsledek. Výsledek byl však ovlivňován i během vytváření samotného modelu v mnoha faktorech. Za stěžejní považuji míru zjednodušení. Ta se projevila už při řešení otázky modelování geologických vrstev. Aby došlo k bezproblémovému generování sítě, bylo přistoupeno k homogenizování vrstvy jílu a pískovcových bloků, ale také paleogenních vrstev tvořící podloží. S tím souvisel i přepočet geotechnických parametrů na základě váženého průměru, přičemž u některých parametrů byl rozptyl zadaných hodnot výrazný. Dalším zjednodušením bylo omezení konstrukčních fází. Reálný průběh hloubení a zajišťování stavební jámy odpovídal až osmi zabírkám, v softwaru Midas GTS NX byl průběh výstavby simulován do pouhých třech. V neposlední řadě to bylo zjednodušení u kotevních prvků a stříkaného betonu. U kotev nebyla při výpočtu zohledňována volná délka a délka kořene s vlivem zálivky, u stříkaného betonu nárůst pevnosti při jeho zrání.

Dalšími faktory ovlivňujícími přesnost a reálnost výsledků jsou dle mého úsudku rozměry prvků při generování sítě a nezkušenost projektanta. Při tvorbě sítě obecně platí, že čím jsou generované prvky menší, tím je síť kvalitnější a více koresponduje s vytvořenou geometrií.

S jemnější sítí však stoupají i hardwarové nároky na výpočetní techniku a časové nároky na výpočet.

Tvorba 3D modelu je poměrně složitou činností vyžadující od projektanta odborné znalosti a orientaci v příslušném softwaru. Během celého procesu modelování se může naskytnout množství problémů a chyb, které je potřeba včasné odhalit, popř. opravit. Navíc je nutné porozumět výsledkům a správně je interpretovat, aby nedošlo k mylným závěrům.

Řešení projektů numerickým výpočtem na vytvořeném 3D modelu je v geotechnickém prostředí rozhodně přínosem. Hlavní výhodou oproti 2D modelu je především realističtější zachycení řešené situace, s čímž souvisí i lepší simulace chování mezi stavební konstrukcí a geologickým prostředím. Model si však klade vysoké nároky na čas zpracování a na množství kvalitních podkladů, proto je jeho uplatnění vhodné spíše pro velké a náročné geotechnické stavby.

8. Seznam použité literatury

- [1] Tunely. In: *České dálnice* [online]. 2002- [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <http://www.ceskedalnice.cz/dalnicni-sit/tunely/>
- [2] MARSCHALKO, Marian, Marie MÜLLEROVÁ a David IDEŠ. 3. Inženýrskogeologický průzkum. In: *Inženýrská geologie - výukový CD-ROM* [online]. Ostrava: Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <http://geologie.vsb.cz/inzgeol/sylaby/03%20IG%20pruzkum/03%20kap.htm>
- [3] NOVOSAD, Karel. Problematika tunelových portálů v sesuvných územích. In: *Pragoprojekt* [online]. Praha: Pragoprojekt a.s., 2012- [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: http://www.pragoprojekt.cz/data/File/Novosad_cz_0736ID_363.pdf
- [4] DEL GRECO, O. a C. OGGERI. Reinforcement design and control of rock slopes above tunnel portals in northern Italy. In: *CORE* [online]. Velká Británie: The Open University [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <https://core.ac.uk/download/pdf/11371368.pdf>
- [5] KOČIČKOVÁ, Veronika, Ladislav BARÁK, Zbyněk LUPAČ, Lumír KLIŠ a Jakub SCHOŘ. Užití 3D vizualizačních modelů v podzemním stavitelství. *Tunel* [online]. ITA-AITES, 2018, 27(3), 7 [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2018/tunel_18_3.pdf
- [6] Dálnice na Slovensku. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/D%C3%A1lnice_na_Slovensku
- [7] Slovenská dálniční síť. In: *Dalnice - Silnice.cz* [online]. 2002- [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <http://www.dalnice-silnice.cz/Sk/SK.htm>
- [8] Dálnice D1 (Slovensko). In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/D%C3%A1lnice_D1_\(Slovensko\)](https://cs.wikipedia.org/wiki/D%C3%A1lnice_D1_(Slovensko))

- [9] Diaľnica D1 Prešov západ – Prešov juh. In: *Dopravoprojekt* [online]. Bratislava: Dopravoprojekt a.s., 2016 [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <https://dopravoprojekt.sk/projekt/dialnica-d1-presov-zapad-presov-juh/>
- [10] Konsorcium kolem Eurovie a Metrostavu postaví obchvat Prešova. In: *Metrostav* [online]. Praha: Metrostav a.s. [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <https://www.metrostav.cz/cs/pro-media/808-konsorcium-kolem-eurovie-a-metrostavu-postavi-obchvat-presova>
- [11] ŠPAK, Matěj. Betónové konštrukcie na stavbe D1 Prešov, západ – Prešov, juh. In: *ASB* [online]. Bratislava: JAGA GROUP [cit. 2019-10-13]. Dostupné z: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/mosty/betonove-konstrukcie-na-stavbe-d1-presov-zapad-presov-juh>
- [12] KUBIŠ, Michal, Jozef MAJERČÁK, Jana COPLÁKOVÁ a Anna GREŇČÍKOVÁ. Tunel Prešov - Interpretácia výsledkov inženierskogeologického prieskumu. *Tunel* [online]. ITA-AITES, 2016, **25**(1), 9 [cit. 2019-10-15]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2016/1/tunel_1_16-04.pdf
- [13] Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice: Tunel Prešov. In: *Česká tunelářská asociace* [online]. Praha: ITA-AITES [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: <https://www.ita-aites.cz/cz/aktuality/aktuality-z-podzemnich-staveb-ceske-slovenske-republice.html>
- [14] ŠÁLY, Roman, Filip JIŘIČNÝ a Miloslav FRANKOVSKÝ. Tunel Prešov, jeden z chýbajúcich tunelov na diaľnici D1. *Tunel* [online]. ITA-AITES, 2016, **25**(4), 8 [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2016/4/tunel_4_16-07.pdf
- [15] Tunel Prešov. In: *Dálnice a tunely na Slovensku* [online]. [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: <http://dialnice.szm.com/tunnels/Presov.html>
- [16] ŽÁČIK, Miroslav a Jiří KOTOUČ. Aktuality z podzemních staveb v České a slovenské republice: Tunel Prešov. *Tunel* [online]. ITA-AITES, 2019, **28**(3), 7 [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2019/tunel_3-19.pdf

- [17] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Objekt 300-02: Technická správa.* DSP. Bratislava: Terraprojekt a.s., 2013.
- [18] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum: Záverečná správa.* DSP. Žilina: GEOFOS, s.r.o., 2013.
- [19] Horninové kotvy. In: *Zakládání staveb* [online]. Praha: Zakládání staveb, a.s. 2008 [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobniprogram/technologie/horninove-kotvy>
- [20] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Inklinometrické meranie podpovrchových horizontálnych deformácií.* Žilina: DPP Žilina s.r.o, 2018.
- [21] HRUBEŠOVÁ, Eva. Monitoring napětí a sil: Geotechnický monitoring – učební texty, přednášky. In: *Inovace studijního oboru geotechnika* [online]. Ostrava: Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2012- [cit. 2019-10-22]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/kapitola12.pdf>
- [22] Midas GTS NX. In: *MIDAS CZ/SK* [online]. Brno: MIDAS software s.r.o [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: <https://www.midas-sw.cz/midas-gts-nx/>
- [23] ELKADI, Ahmed a Maziar PARTOVI. *3D Finite Element Analysis for Geotechnical & Tunnel Engineering: Midas GTS Training Course.* Delft, Nizozemí: TNO Diana, 2010.
- [24] Metoda konečných prvků. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Metoda_kone%C4%8Dn%C3%BDch_prvk%C5%A
F
- [25] HRUBEŠOVÁ, Eva. Modelování v geotechnice – Konstitutivní modelování: prezentace pro výuku předmětu Modelování v geotechnice. In: *Inovace studijního oboru geotechnika* [online]. Ostrava: Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2012- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>

- [26] MENÉTREY, Ph. a K.J. WILLIAM. Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization. *ACI Structural Journal*. 1995, **92**, 311-318.
- [27] Mohr-Coulomb (MC). In: *FINE: Civil Engineering Software* [online]. Praha: Fine spol. s r.o. [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/mohr-coulomb-mc-01/>
- [28] Material Properties. In: *MIDAS: Engineering Software* [online]. Korea: MIDAS Information Technology Co., 1989- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: http://manual.midasuser.com/en_common/GTS%20NX/150/GTS_NX/Mesh/Property,Coordinate,Function/Material/Material_Properties.htm
- [29] HORÁK, Vladislav. Stabilita skalních stěn a kotvení do hornin. In: *Mechanika hornin* [online]. Brno: Vysoké učení v Brně, 2006, s. 1-32 [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BF05-Mechanika_hornin/BF05-Mechanika_hornin--M04-Stabilita_skalnich_sten_a_kotveni_do_hornin.pdf
- [30] Hladina podzemní vody. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Hladina_podzemn%C3%AD_vody
- [31] Slope stability analysis (SRM/SAM). In: *MIDAS: Engineering Software* [online]. Korea: MIDAS Information Technology Co., 1989- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: http://manual.midasuser.com/en_common/gts%20nx/150/GTS_NX/Analysis/Analysis_Case/General/General.htm
- [32] Nastavení základních parametrů výpočtu stupně stability. In: *FINE: Civil Engineering Software* [online]. Praha: Fine spol. s r.o. [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/nastaveni-zakladnich-parametru-vypoctu-stupne-stability-01/>
- [33] Principal Effective Stress. *Reference manual* [online]. V20. Delft, Nizozemí: Plaxis 2D Connect, s. 403-404 [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: https://www.plaxis.com/?plaxis_download=2D-2-Reference.pdf

- [34] HYBSKÝ, Petr. Výstavba tunela Prešov. *Inžinierske stavby* [online]. Bratislava: JAGA GROUP, 2019, (5), 16-17 [cit. 2019-11-13]. Dostupné z: <https://www.jaga.sk/portfolio/inzinierske-stavby-05-2019/>
- [35] Horninové kotvy pramencové. In: *Freyssinet: Sustainable Technology* [online]. Zápy: Freyssinet CS [cit. 2019-11-14]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/211-horninove_kotvy_pramencove
- [36] Technický list: ResiGrout HF. In: *Sanax* [online]. Děčín: Sanax chemical construction s.r.o [cit. 2019-11-14]. Dostupné z: <https://www.sanax.cz/produkt/resigrout-hf>
- [37] DANEŠ, Tomáš. *Vyjadrenie ku skutočne zisteným geologickým podmienkam v hĺbených častiach tunelu Prešov*. Žilina: DPP Žilina s.r.o., 2019.
- [38] Google Earth V 7.1.8.3036. Prešov, Slovensko. Google Inc. 2017. <https://earth.google.com/web/> [cit. 2019-03-10].
- [39] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Priečny inžinierskogeologický profil C – C', KM 102,604*. DSP. Žilina: GEOFOS, s.r.o., 2013.
- [40] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Objekt 300-02: Zaistenie bočných stien*. DSP. Bratislava: Terraprojekt a.s., 2013.
- [41] *Diaľnica D1 Prešov západ - Prešov juh: Objekt 300-02: Zaistenie portálových stien*. DSP. Bratislava: Terraprojekt a.s., 2013.
- [42] Geotechnické stavby – Čerpání pevnosti. In: *Inovace studijního oboru geotechnika* [online]. Ostrava: Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2012- [cit. 2019-11-12]. Dostupné z: http://homel.vsb.cz/~moh050/geotechnicke_stavby/3_cerpani_pevnosti_Z2017.pdf

9. Seznam tabulek

Tab. 1 Naměřené hladiny podzemních vod [18]	25
Tab. 2 Boční stěna V1 [40].....	28
Tab. 3 Boční stěna V3 [40].....	28
Tab. 4 Boční stěna V5 [40].....	28
Tab. 5 Portálová stěna V2 [41]	30
Tab. 6 Portálová stěna V4 [41]	31
Tab. 7 Portálová stěna V6 [41]	32
Tab. 8 Přehled inklinometrických vrtů [20]	34
Tab. 9 Geotechnické parametry [18]	44
Tab. 10 Ekvivalentní hodnoty pro zemní hřebíky	47
Tab. 11 Parametry zemních kotev	49
Tab. 12 Hlavní napětí ve stříkaném betonu	59
Tab. 13 Osově síly v kotvách	62
Tab. 14 Ekvivalentní hodnoty pro zemní hřebíky alternativního návrhu	68
Tab. 15 Hlavní napětí ve stříkaném betonu alternativního návrhu.....	71

10. Seznam obrázků

Obr. 1 Dálnice D1 na Slovensku [8].....	16
Obr. 2 Tunel Prešov (upraveno) [38].....	17
Obr. 3 Příčné řezy tunelových trub [14]	21
Obr. 4 Sesuvné území východního portálu (upraveno) [38].....	23
Obr. 5 Příčný inženýrskogeologický řez C-C' [39].....	24
Obr. 6 Schéma rozmístění a značení stěn VP [40]	26
Obr. 7 Stabilizační zajištění bočních stěn (upraveno) [40].....	27
Obr. 8 Stabilizační zajištění portálových stěn (upraveno) [41]	29
Obr. 9 Vizualizace východního portálu [14]	33
Obr. 10 Modelování povrchu v doplňku <i>Terrain Geometry Maker</i> (Midas GTS NX)	36
Obr. 11 Ořezání ploch nástrojem <i>Divide surface</i> (Midas GTS NX)	38
Obr. 12 Ořezání objemového prvku nástrojem <i>Divide solid</i> (Midas GTS NX)	39
Obr. 13 Vnoření objemového prvku stavební jámy nástrojem <i>Embed</i> (Midas GTS NX).....	40
Obr. 14 Generovaná síť se zhuštěním v prostoru stavební jámy (Midas GTS NX)	41
Obr. 15 Vztah mezi napětím a přetvořením v lineárně elastickém modelu [25]	42
Obr. 16 Mohr-Coulombova obalová čára pevnosti [26].....	43
Obr. 17 Stříkaný beton (Midas GTS NX).....	46
Obr. 18 Zemní hřebíky (Midas GTS NX)	48
Obr. 19 Zemní kotvy (Midas GTS NX).....	49
Obr. 20 Okrajové podmínky a vlastní tíha modelu (Midas GTS NX).....	50
Obr. 21 Hladina podzemní vody (Midas GTS NX).....	52
Obr. 22 Konstrukční fáze výpočtu (Midas GTX NX)	54
Obr. 23 Totální deformace na horninovém tělese vlivem odtěžení (Midas GTS NX).....	56
Obr. 24 Lokalizace bodů monitorujících deformace ve stavební jámě (Midas GTS NX)	57
Obr. 25 Graf výsledných hodnot bodů monitorujících deformace ve stavební jámě	58
Obr. 26 Svislé a smykové napětí (Midas GTS NX)	59
Obr. 27 Maximální tlakové napětí ve SB (Midas GTS NX)	60
Obr. 28 Maximální tahové napětí ve SB (Midas GTS NX)	60
Obr. 29 Maximální smykové napětí ve SB (Midas GTS NX).....	61
Obr. 30 Osové síly v kotvách (Midas GTS NX)	62
Obr. 31 Osové síly v zemních hřebících (Midas GTS NX).....	63
Obr. 32 Čerpání smykové pevnosti [42].....	64

Obr. 33 Smyková přetvoření v ose JTT (Midas GTS NX).....	64
Obr. 34 Smyková přetvoření v ose STT (Midas GTS NX)	65
Obr. 35 Alternativní řešení stříkaného betonu (Midas GTS NX).....	67
Obr. 36 Alternativní řešení zemních hřebíků (Midas GTS NX)	67
Obr. 37 Alternativní řešení pramencových kotev (Midas GTS NX).....	68
Obr. 38 Totální deformace na deformovaném modelu (Midas GTS NX).....	70
Obr. 39 Svislé a smykové napětí v alternativním modelu (Midas GTS NX)	71
Obr. 40 Maximální tlakové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)	72
Obr. 41 Maximální tahové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)	73
Obr. 42 Maximální smykové napětí ve SB alternativního návrhu (Midas GTS NX)	73
Obr. 43 Osové síly v kotvách alternativního návrhu (Midas GTS NX)	74
Obr. 44 Osové síly v zemních hřebících alternativního návrhu (Midas GTS NX)	75
Obr. 45 Smyková přetvoření v ose JTT alternativního návrhu (Midas GTS NX)	76
Obr. 46 Smyková přetvoření v ose STT alternativního návrhu (Midas GTS NX).....	76
Obr. 47 Vliv aktivace IBO kotev na příslušné veličiny (Midas GTS NX).....	78
Obr. 48 Smyková přetvoření s nastavením filtrování hodnot (Midas GTS NX).....	78

11. Seznam vzorců

Vzorec 1	Vyjádření smykové pevnosti zeminy τ [25]	43
Vzorec 2	Výpočet ekvivalentního modulu pružnosti E_{eq} váženým průměrem	47
Vzorec 3	Vyjádření objemové hmotnosti saturované zeminy	51
Vzorec 4	Výpočet stupně stability FS metodou redukce smykových parametrů [23]	55